



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

KYÖSTI KIELENNIVA
PYÖREÄN BETONI-TERÄS-LIITTOPILARIN SUUNNITTELU JA MI-
TOITUS MURTORAJATILASSA JA PALOTILANTEESSA

Diplomityö

Tarkastaja: professori Mikko Malaska
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
22. kesäkuuta 2017

TIIVISTELMÄ

KYÖSTI KIELENNIVA: Pyöreän betoni-teräs-liittopilarin suunnittelu ja mitoitus murtorajatilassa ja palotilanteessa
Tampereen teknillinen yliopisto
Diplomityö, 82 sivua, 26 liitesivua
Elokuu 2017
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Pääaine: Rakennesuunnittelu
Tarkastaja: professori Mikko Malaska

Avainsanat: Palomitoitus, eurokoodi, liittopilari, betoni-teräs, suunnittelu

Suomessa liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus perustuu eurokoodien mukaisiin ohjeisiin. Putkiliittopilarien murtorajatilamitoitus tehdään noudattaen standardia EN 1994-1-1. Liittorakenteiden palomitoitusstandardin EN 1994-1-2 putkiliittopilarien yksinkertaisen mitoitusmenetelmän ohjeet ovat kuitenkin puutteelliset ja monitulkintaiset. Tämän vuoksi Suomen Ympäristöministeriö on julkaissut vuoden 2016 loppupuolella Suomen kansallisen liitteen SFS-EN 1994-1-2 NA liitteenä teknisen ohjeen betonilla täytettyjen putkiliittopilarien mitoitukseen palotilanteessa.

Tutkimuksen päätavoitteena on koota selkeä kokonaisuus eurokoodin mukaiselle pyöreän betoni-teräs-liittopilarin suunnittelulle ja mitoitukselle murtorajatilassa ja palotilanteessa. Tutkimuksen murtorajatilamitoitus perustuu standardiin EN 1994-1-1. Palomitoitus perustuu Suomen kansallisen liitteen SFS-EN 1994-1-2 NA liitteenä olevaan tekniseen ohjeeseen. Tutkimukseen on sisällytetty jatkuvien monikerrosliittopilarien suunnittelumenetelmä murtorajatilassa ja palotilanteessa.

Tutkimuksen toisena tavoitteena on selvittää Ympäristöministeriön julkaiseman uuden palomitoitusmenetelmän luotettavuustaso verrattuna aikaisemmin käytettyihin laskentamenetelmiin. Vertailussa käytetään Suunnittelu- ja konsulttialan toimialajärjestön yhteistyöprojektin tuloksena saatua laskentapohjaa, Ruukki oy:n Comcol suunnitteluohjelmaa ja Peikko Groupin laskentaohjelmaa.

Päätavoitteen saavuttamiseksi käytettiin kirjallisuustutkimuksen menetelmiä. Uuden palomitoitusmenetelmän luotettavuustason selvittämiseksi tässä työssä tehtiin yksi- ja monikerrosliittopilarin murtorajatilan ja palotilanteen laskentapohja. Laskentapohja perustuu kirjallisuustutkimuksessa koottuihin ohjeisiin. Laskentaohjelmien tulosten vertailun avulla selvitettiin tehdyn laskentapohjan oikeellisuus ja uuden putkiliittopilarien yksinkertaisen palomitoitusmenetelmän turvallisuustaso.

Yhteenvedossa todetaan, että tutkimuksen päätavoite saavutettiin. Tämän diplomityön ohjeilla voidaan suorittaa yksi- ja monikerrosliittopilarin suunnittelu ja mitoitus. Suunnittelutyössä täytyy kuitenkin aina varmistaa tässä tutkimuksessa käytettyjen standardien voimassaolo. Tulosten analysoinnissa huomataan, että Ympäristöministeriön uuden yksinkertaisen palomitoitusmenetelmän avulla saadaan järkeviä tuloksia. Kyseinen ohje tulee selkiyttämään putkiliittopilarien mitoitusta Suomessa.

ABSTRACT

KYÖSTI KIELENNIVA: Design of Round Concrete-Steel Composite Column at Ultimate Limit State and Elevated Temperatures

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 82 pages, 26 Appendix pages

August 2017

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Mikko Malaska

Keywords: elevated temperature, fire resistance, Eurocode, composite column, steel-concrete, design

In Finland, the design of composite structures is based on Eurocode standards. The ultimate limit state (ULS) design of the concrete filled tubular columns is carried out in accordance with the standard EN 1994-1-1. The simplified structural fire design method for concrete filled tubular columns is given in standard EN1994-1-2. At present, this method does not give sufficient details and the instructions are ambiguous. Therefore, at the end of the year 2016 Finland's Ministry of the Environment published new simplified calculation method in the National Annex SFS-EN 1994-1-1 NA. The fire resistance of the concrete filled tubular (CFT) columns can now be calculated with this new method.

The primary aim of this study was to compile Eurocode's ULS and fire design procedures and instructions of the CFT columns in to one clear entirety. In this study, the ULS design of composite columns is carried out according to standard EN 1994-1-1 and the structural fire design method is based on Finland's National Annex SFS-EN 1994-1-2 NA, attachment: NCCI 1. This study also introduces the design principles for multi-storey columns.

The secondary aim of this study was to evaluate the confidence level of the new fire design method of Ministry of the Environment by comparing the calculated results against design methods and tools that have been used earlier. Three different calculation software were used in the comparison: Calculation template developed in an alliance project coordinated by the Finnish Association of Consulting Firms, Comcol design software by Ruukki Inc. and a software developed by Peikko Group.

The primary aim of this study was achieved by using literary research. A new calculation template was made to evaluate the confidence level of the new fire resistance calculation method. One and multi-storey CFT columns can be calculated at the ULS and fire state with the new calculation template. The template is based on the directions found in the literary research. The validity of the study's calculation template and the confidence level of the new fire design method is made with the results of the comparison.

In the summary, it is stated that the primary aim of the study was achieved. The ULS and fire state design of the CFT columns can be made with this study's procedures and instructions. The designer must make sure that the used standard is valid in the time of designing. In the analysis of the results, it is discovered that the new simplified calculation method gives rational fire resistance results compared to the calculation software which were used in evaluation. The new fire design method will simplify the design procedure of the CFT columns in Finland.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Ramboll Finland Oy:lle. Työn lähtökohtana oli selvittää uuden yksinkertaisen palomitoitusmenetelmän luotettavuustaso ja tehdä samalla yritykselle eurokoodien mukainen laskentapohja monikerrosliittopilarien murtorajatilán ja palotilanteen mitoitukseen. Diplomityön tarkastajana ja yhtenä ohjaajana on toiminut Tampereen teknillisen yliopiston professori Mikko Malaska.

Haluan kiittää Ramboll Finland Oy:tä työn aiheesta ja toteuttamisen mahdollistamisesta. Iso kiitos Rambollin ohjaajilleni Fia Inkalalle, Juhani Syrjälle, Janne Peltomaalle, Aki Vuoliolle ja kaikille muille kollegoilleni jotka auttoivat työni etenemisessä. Erityinen kiitos Tampereen teknillisen yliopiston ohjaajalleni Mikko Malaskalle, jonka kiinnostus rakennustekniikkaa kohtaan on inspiroivaa.

Kiitos myös kaikille yliopistoajan ystävilleni. Te teitte opiskeluvuosista ikimuistoisen täyttämällä sen opiskelijaelämällä. Kiitos myös vanhemmilleni ja sisaruksilleni saamastani tuesta.

Suurin kiitos kuuluu kuitenkin avopuolisolleni Nooralle, joka on tuonut maisterivaiheen synkkiin opiskelupäiviin aurinkoa ja iloa.

Tampereella, 18.8.2017

Kyösti Kielenniva

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen tausta	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet	2
1.3	Tutkimuksen ja laskennan rajaukset	3
1.4	Tutkimuksen suoritus ja rakenne	4
2.	MONIKERROSLIITTOPIILARI	6
2.1	Kestävyystarkastelun perusteet	7
2.1.1	Plastisen kestävyuden saavuttaminen	7
2.1.2	Teräsosakerroin ja raudoitussuhde	8
2.1.3	Keskeinen normaalivoima	9
2.1.4	Neliömomentti	9
2.1.5	Taivutusjäykkyys	11
2.1.6	Nurjahduskuorma	12
2.1.7	Taivutusvastus	13
2.1.8	Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus	14
2.1.9	Puristus ja vino taivutus	18
2.2	Kuormien monikerrosvaikutus	19
3.	KESTÄVYYDEN LASKENTA MURTORAJATILASSA	23
3.1	Laskennan lähtöarvot	23
3.1.1	Kuormitusyhdistelyt	23
3.1.2	Materiaalien mitoitusarvot	26
3.1.3	Alkukäyryys	27
3.2	Plastinen puristuskestävyys	27
3.3	Keskeisesti kuormitetun pilarin nurjahduskestävyys	28
3.4	Yhdistetty puristus- ja taivutuskestävyys	29
3.4.1	Yhteisvaikutuskuvaajan laskennallinen tarkastelu	30
3.4.2	Toisen kertaluvun huomioiminen	31
3.5	Leikkausvoimakestävyys	33
3.6	Johtopäätökset	34
4.	KESTÄVYYDEN LASKENTA PALOTILANTEESSA	35
4.1	Kuormitukset	36
4.2	Mitoituslämpötilat ja heikennyskertoimet	37
4.3	Paloajan tehollinen jäykkyys	41
4.4	Aksiaalikuormitetun pilarin puristus- ja nurjahduskestävyys	42
4.5	Yhdistetty puristus- ja taivutuskestävyys	43
4.6	Johtopäätökset	44
5.	LASKENTAPOHJA	46
5.1	Laskentapohjan valinnat ja rajoitukset	48
5.2	Laskentapohjan verifiointi	50
5.2.1	Testisarja	51

5.2.2	Aksiaalinen puristuskestävyys murtorajatilassa.....	52
5.2.3	Aksiaalinen puristuskestävyys palotilanteessa.....	54
5.2.4	Yhteisvaikutuskestävyys murtorajatilassa	56
5.2.5	Yhteisvaikutuskestävyys palotilanteessa	57
5.3	Johtopäätökset	59
6.	LASKENTAOHJELMIEN VERTAILU	60
6.1	Ensimmäinen testisarja.....	61
6.1.1	Aksiaalinen puristuskestävyys	61
6.1.2	Yhteisvaikutuskestävyys	64
6.2	Toinen testisarja	68
6.2.1	Aksiaalinen puristuskestävyys	69
6.2.2	Yhteisvaikutuskestävyys	72
6.3	Toisen kertaluvun vaikutusten arviointi.....	75
6.4	Johtopäätökset	77
7.	YHTEENVETO	78
7.1	Uusi palomitoitusmenetelmä.....	78
7.2	Toisen kertaluvun arviointi	79
7.3	Jatkotutkimustarpeet.....	79
	LÄHTEET	81

LIITE A: KAKSIKERROSLIITTOPILARIN KESTÄVYYSLASKENTA, NIVELELLINEN PERUSTUSLIITOS

KUVALUETTELO

Kuva 1.	<i>Betoni-teräs liittopilarien poikkileikkauksia merkintöineen (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 53)</i>	6
Kuva 2.	<i>Pyöreän poikkileikkauksen geometria ja merkinnät (TRY/by58 2012, s. 196).</i>	10
Kuva 3.	<i>Eurokoodin mukaiset nurjahduskertoimet α_i (SFS-EN 1992-1-1 2015).....</i>	13
Kuva 4.	<i>Momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuskuvaaja (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 56).....</i>	14
Kuva 5.	<i>Yhteisvaikutuskuvaajan pisteisiin A–D liittyvät plastiset jännitys jakaantumukset ympyräpoikkileikkauksessa.</i>	15
Kuva 6.	<i>Yhteisvaikutuskuvaajan B-pisteen vapaakappalekuva</i>	16
Kuva 7.	<i>Yhteisvaikutuskuvaajan C-kohdan vapaakappalekuva.....</i>	17
Kuva 8.	<i>Sivusiirtymättömän kaksikerrospilarin kuormat</i>	20
Kuva 9.	<i>Kerrostasojen pistemomenttien M_1 ja M_2 momenttikuviot</i>	21
Kuva 10.	<i>Suhteellinen yhteisvaikutuskuvaaja (TRY/by58 2012, s. 207)</i>	30
Kuva 11.	<i>Ekvivalentin momentin periaate (TRY/by58 2012, s. 205).</i>	32
Kuva 12.	<i>Liittopilarin palotilanteen lämpötilamerkinnot (TRY/by58 2012, s. 308).</i>	38
Kuva 13.	<i>Laskentapohjan kuormitusten syöttö y-akselin suhteen.</i>	47
Kuva 14.	<i>Resultantin merkkivalinta</i>	49
Kuva 15.	<i>Laskentapohjilla määritetty liittopilarin aksiaalisen puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	53
Kuva 16.	<i>Laskentapohjilla määritetty liittopilarin aksiaalisen puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	55
Kuva 17.	<i>Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	56
Kuva 18.	<i>Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	57
Kuva 19.	<i>Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	58
Kuva 20.	<i>Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	59

Kuva 21.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	62
Kuva 22.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	63
Kuva 23.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	65
Kuva 24.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	66
Kuva 25.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	67
Kuva 26.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	68
Kuva 27.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	70
Kuva 28.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	71
Kuva 29.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	72
Kuva 30.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	73
Kuva 31.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	74
Kuva 32.	<i>Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	74
Kuva 33.	<i>Pilariin vaikuttava normaalivoima N_{Ed} murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	76
Kuva 34.	<i>Toisen kertaluvun huomioiva mitoitusmomentti M_{Ed} pilarin ulkohalkaisijan funktiona.</i>	76

LYHENTEET JA MERKINNÄT

CC1–CC3	engl. Consequence Class, seuraamusluokka 1–3
CFT	engl. Concrete filled tubular
Comcol	Ruukki oyj:n pilarinmitoitushjelma
EQU	engl. Equilibrium
FAT	engl. Fatigue
GEO	engl. Geotechnical
inf	rakenteelle edullinen kuorma
NCCI 1	Suomen kansallisen liitteen SFS-EN 1994-1-2 NA liitteenä oleva tekninen ohje
RC1–RC3	engl. Reliability Class, luotettavuusluokka 1–3
SCI	The Steel Construction Institute
SFS-EN	Suomen Standardisoimisliiton hyväksymä Eurokoodi
SKOL ry	Suunnittelu- ja konsulttialan toimialajärjestö
STR	engl. Strength
sup	rakenteelle epäedullinen kuorma
TTY	Tampereen teknillinen yliopisto
A_a	teräsosan poikkipinta-ala
$A_{a.e}$	teräsosan tehollinen pinta-ala
A_c	betoniosan poikkipinta-ala
A_s	betoniraudoituksen kokonaispoikkipinta-ala
A_{s1}	yhden raudoitustangon poikkipinta-ala
A_v	leikkauspinta-ala
B_{fi}	kerroin
$C1$	pilarin pituus ensimmäisen välipohjatason välillä
$C2$	pilarin pituus toisen välipohjatason välillä
D	pyöreän teräsputki-profiilin halkaisija
D_c	betoniosan halkaisija
D_n	neutraaliakselin etäisyys rakenteen symmetria-akselista
D_s	raudoitustankojen keskiöetäisyys
e	kuorman epäkeskisyys
E	palotilan tiiviys
e_0	alkukäyryys
e_1	epäkeskisyys
E_a	teräsosan kimmokerroin
e_{add}	keskeisen kuorman alkuepäkeskisyys
$E_{c,eff}$	betonin tehollinen kimmokerroin
E_{cm}	betonin kimmokerroin
E_d	normaalilämpötilamitoituksen voimasuureen mitoitussarvo
e_{fi}	kuorman epäkeskisyys palotilanteessa
$E_{fi,d}$	palotilanteen mitoituskorma
EI	palotilan tiiviys ja eristävyys
EI	taivutusjäykkyys
$(EI)_{a,\theta}$	rakenneteräsosan nimellinen taivutusjäykkyys palotilanteessa
$(EI)_{c,\theta}$	betoniosan nimellinen taivutusjäykkyys palotilanteessa
$(EI)_{eff}$	tehollinen taivutusjäykkyys
$(EI)_{eff,fi}$	palotilanteen tehollinen taivutusjäykkyys
$(EI)_{eff,II}$	epälineaaristen kuormitusten mukainen taivutusjäykkyys

$(EI)_{fi,eff}$	rakenteen kokonaisjäykkyys palotilanteessa
$(EI)_{s,\theta}$	raudoitusosan nimellinen taivutusjäykkyys palotilanteessa
e_R	epäkeskisyys
E_s	raudoituksen kimmokerroin
f_a	rakenneteräksen myötölujuus
$f_{a,fi,d}$	rakenneteräksen palotilanteen mitoituslujuus
F_{a1}	rakenneteräksen 1. osan jännitysresultantti
F_{a2}	rakenneteräksen 2. osan jännitysresultantti
F_{a3}	rakenneteräksen 3. osan jännitysresultantti
$f_{c,fi,d}$	betonin palotilanteen mitoituspuristuslujuus
F_{c1}	betonin 1. osan jännitysresultantti
F_{c2}	betonin 2. osan jännitysresultantti
F_{c3}	betonin 3. osan jännitysresultantti
f_{cd}	betonin mitoituspuristuslujuus
$f_{s,fi,d}$	raudoituksen palotilanteen mitoituslujuus
F_{s1}	raudoituksen 1. osan jännitysresultantti
F_{s3}	raudoituksen 3. osan jännitysresultantti
f_{sd}	raudoituksen mitoituspuristuslujuus
f_y	teräksen myötölujuus
f_{yd}	teräksen mitoitusmyötölujuus
f_{yk}	raudoitusteräksen nimellinen myötölujuus
G	pysyvä kuorma
g_d	oman painon mitoitusarvo
I	neilömomentti
I_a	terasosan neilömomentti
I_c	betoniosan neilömomentti
I_s	raudoituksen neilömomentti
k	Eurokoodin mukainen toisen kertaluvun huomioon ottava kerroin
K_0	sovituskerroin
k_1	joustoluku
k_2	joustoluku
K_e	korjauskerroin
$K_{e,II}$	korjauskerroin
K_{fi}	luotettavuusluokasta riippuva kerroin
k_m	toisen kertaluvun huomioon ottava kerroin
k_θ	materiaalin heikennyskerroin
L	kerroskorkeus
L_{cr}	nurjahduspituus
M	taivutusmomentti
$M_{0,Ed}$	alkukäyrydestä aiheutuva momentin arvo pilarin keskellä
M_1	pilarin itseisarvoltaan pienempi päätemomentti
M_2	pilarin itseisarvoltaan suurempi päätemomentti
$M_{C1.bot}$	ensimmäisen kerroksen alapään taivutusmomentti
M_{Ed}	murtorajatilan mitoitusmomentti
$M_{Ed,II}$	toisen kertaluvun huomioon ottava mitoitusmomentti
$M_{Ed,II,add}$	toisen kertaluvun vaikutuksista aiheutuva lisämomentti
$M_{Ed,max}$	laskentapohjan kuormitusyhdistelyn suurin momentti
$M_{Ed,max}$	murtorajatilan lopullinen mitoitusmomentti
$M_{Ed,min}$	laskentapohjan kuormitusyhdistelyn pienin momentti
$M_{fi,Ed}$	palotilanteessa käytettävä mitoitusmomentti

$M_{fi,pl.Rd}$	palotilanteen plastinen taivutuskestävyys
$M_{max.Rd}$	poikkileikkauksen suurin mahdollinen taivutuskestävyys
$M_{pl.N.Rd}$	kuormitustasoa N_{Ed} vastaava taivutuskestävyys
$M_{pl.Rd}$	puhdas plastinen taivutuskestävyys
M_{Rd}	taivutuskestävyys
$M_{y.Ed}$	taivutusmomentti y-akselin suhteen
$M_{z.Ed}$	taivutusmomentti z-akselin suhteen
MRT	murtorajatila
N_0	keskeinen normaalivoima
$N_{a.Rd}$	teräsosan plastinen puristuskestävyys
$N_{b.Rd}$	nurjahduskestävyys
N_{C2}	toisen kerroksen kerrosvälin aksiaalinen puristusvoima
N_{cr}	kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma
$N_{cr,eff}$	toisen kertaluvun laskennassa käytettävä kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma
N_{Ed}	murtorajatilan mitoituskuorma
$N_{fi,cr}$	kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma palotilanteessa
$N_{fi,pl.R}$	palotilanteen plastinen puristuskestävyys, kun materiaalien osavarmuusluvut ovat 1
$N_{fi,pl.Rd}$	palotilanteen plastinen puristuskestävyys
$N_{fi.Rd}$	palotilanteen nurjahduskestävyys
$N_{fi.Rd,\delta}$	palotilanteen epäkeskisesti kuormitetun pilarin puristuskestävyys
N_g	pysyvä kuorma
$N_{G.Ed}$	pysyvä mitoituskuorma
$N_{pl.Rd}$	poikkileikkauksen plastinen puristuskestävyys
$N_{pl.Rk}$	poikkileikkauksen plastinen puristuskestävyys ominaislujuuksilla laskettuna
$N_{pm.Rd}$	keskeinen puristusvoima
N_q	hyötykuorma
n_s	raudoitustankojen määrä
$PI-P3$	paloluokat 1–3
Q	muuttuva kuorma
q_d	hyötykuorman mitoitusarvo
R	palotilan kantavuus
R_{ij}	kerrostasojen kuormien resultantit pilarille
t	teräsputken seinämäpaksuus
u_s	raudoituksen pintakeskiön ja teräsputken sisäpinnan välinen etäisyys
$V_{a.Ed}$	teräsosaan vaikuttava leikkausvoima
V_{Ed}	murtorajatilan leikkausvoima
W_p	plastinen taivutusvastus
W_{pa}	teräsosan plastinen taivutusvastus
W_{pan}	rakenneteräsosan taivutusvastus $2D_n$ suhteen
W_{pc}	betoniosan plastinen taivutusvastus
W_{pcn}	betoniosan taivutusvastus $2D_n$ suhteen
$V_{pl.Rd}$	plastinen leikkauskestävyys
W_{ps}	raudoitusosan plastinen taivutusvastus
X_d	materiaalin mitoitusarvo
X_k	materiaalin ominaisarvo

α	epätarkkuustekijä
α_{cc}	betonin muunnoskerroimen keskiarvo
α_M	luku
α_i	nurjahduskerroin
β	momentin ekvivalentti kerroin
β	nurjahduskerroin
γ	muuttuvien kuormien osavarmuuskerroin
γ_m	materiaaliosavarmuusluku
γ_M	materiaaliosavarmuusluku
$\gamma_{M.fi}$	palotilanteen materiaaliosavarmuusluku
δ	teräsosakerroin
η	muunnoskerroimen keskiarvo
η_a	korjauskerroin
η_{ao}	korjauskerroin
η_c	korjauskerroin
η_{co}	korjauskerroin
η_{fi}	pienennyskerroin
$\eta_{fi.t}$	kuormitustaso
$\theta_{a.i}$	teräsosan mitoituslämpötila
$\theta_{c.equ}$	betonin ekvivalentti lämpötila
$\theta_{s.i}$	raudoituksen mitoituslämpötila
$\bar{\lambda}$	muunnettu hoikkuus
$\bar{\lambda}_\theta$	palotilanteen muunnettu hoikkuus
μ_d	suhteellinen momentti
ξ	pienennyskerroin
ρ_s	raudoitussuhde
Σ	suureiden yhdistelty vaikutus
Φ	kerroin
φ_t	virumaluku
φ_θ	sovituskkerroin
$\varphi_{a.\theta}$	sovituskkerroin
$\varphi_{s.\theta}$	sovituskkerroin
$\varphi_{c.\theta}$	sovituskkerroin
X	heikennyskerroin
χ	pienennyskerroin
χ_C	pistettä C vastaava normaalivoiman suhteellinen arvo
χ_d	pienennyskerroin
χ_θ	palotilanteen pienennyskerroin
ψ	yhdistelykerroin
ψ_{fi}	palotilanteen yhdistelykerroin

1. JOHDANTO

Liittorakenne kattaa käsitteenä kaikki rakenteet, joiden poikkileikkauksissa erillisiä osia on yhdistetty toisiinsa. Poikkileikkauksia yhdistettäessä pyritään saavuttamaan suurempi jäykkyys kuin eri osilla yksinään. Jäykkyyden kasvattamisella pyritään saavuttamaan rakenteelle suurempi kestävyys. (TRY/by58 2012) Puhekielessä liittorakenteella kuitenkin tarkoitetaan yleensä rakennetta, jossa hyödynnetään teräksen puristus- ja vetokestävyyttä sekä betonin puristuskestävyyttä. Teräsbetonirakenteita ei kuitenkaan mielletä liittorakenteiksi. Tässä työssä liittopilarilla tarkoitetaan rakennetta, jossa teräsprofiilin sisään tai ulkopuolelle on valettu betonia puristus- ja palokestävyiden parantamiseksi.

Tässä tutkielmassa rakenteiden kestävyystarkastelu perustuu Eurokoodeihin, jotka ovat kantavien rakenteiden suunnittelustandardeja. Eurokoodeja on täydennetty Suomen Ympäristöministeriön vahvistamilla kansallisilla liitteillä. (SFS: Eurokoodit) Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelulle ja mitoitukselle on olemassa standardit:

1. EN 1994-1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (SFS-EN 1994-1-1 2005).
2. EN 1994-1-2: Yleiset säännöt ja rakenteiden palomitoitus (SFS-EN 1994-1-2 2014).

Suomen betoniyhdistys ry sekä Teräsrakenneyhdistys ry ovat julkaisseet yhteistyössä näistä standardeista oppikirjan: Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 -oppikirja by58 (TRY/by58 2012), joka on yleisesti käytetty ohjekirja liittorakenteiden mitoitukseen Suomessa.

1.1 Tutkimuksen tausta

Liittorakenteiden palomitoitusstandardin EN 1994-1-2 mukaan (SFS-EN 1994-1-2 2014) pilarien palomitoitus voidaan tehdä kolmen eri periaatteen mukaan:

1. taulukkomitoitus
2. yksinkertaiset laskentamallit
3. kehittyneet laskentamallit.

Taulukkomitoitus on nopea laskentatapa varmistaa rakenteen palonaikainen kestävyys. Mitoituksen rajoitukset tekevät rakenteesta kuitenkin usein palokuormaan nähden yliimitetun (TRY/by58 2012).

Kehittyneissä laskentamalleissa hyödynnetään todellisen palokehityksen laskentamalleja, jolloin saadaan selville rakenteiden todennäköiset lämpötilat tarkasteltavassa palotilassa. Määritettyjen lämpötilojen avulla voidaan ennakoita rakenteen kestävyyttä ja muodonmuutoksia. (Rakenteiden toiminnallinen palomitoitus 2008) Kehittyneiden laskentamallien hyödyntäminen rajoittuu käytännössä palonkehitykseen ja palotekniikkaan perehtyneen ammattiryhmän piiriin. Suomessa kehittyneitä laskentamalleja käytetään paloteknisesti vaativissa kohteissa, jolloin niiden avulla pyritään saamaan kustannussäästöjä. Tällaisia kohteita ovat muun muassa Helsingin Olympiastadion ja Tampereen teknillisen yliopiston Kampusareena.

Yksinkertaisessa laskentamenetelmässä rakenteen palonkestävyyttä voidaan arvioida, kun rakenteen muunnettu hoikkuus $\bar{\lambda}$ ei ylitä arvoa 2. Jotta liittopilarin palonaikainen kestävyys voidaan laskea, täytyy tarkastelussa tietää muun muassa pilarin palonaikainen tehollinen taivutusjäykkyys $(EI)_{eff,fi}$. Putkipilareita ei voida kuitenkaan yksikäsitteisesti mitoitaa Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-2 2014) yksinkertaisilla menetelmillä, koska standardissa ei ole ilmoitettu tarvittavia tietoja palonaikaisen tehollisen taivutusjäykkyyden laskemiseksi. (TRY/by58 2012)

EN 1994-1-2 liitteessä H on esitetty yksinkertainen laskentatapa betonitäytteisen liittopilarin palomitoitukselle. Suomen kansallisen liitteen mukaan (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) liitteen H käyttö on kuitenkin kielletty. Standardin EN 1992-1-2 yksinkertaisten laskentamenetelmien ohjeiden puutteet ovat vaikeuttaneet putkiliittopilarien palonkeston laskentaa ja rakennusosalalla on ollut tarve saada selkeä virallinen ohje putkiliittopilarien palomitoitukseen. (Leskelä 2009)

Rakennusmääräyskokoelman Rakenteiden lujuus ja vakaus -osion Betoni-teräs liittorakenteiden ohjeet (Betoni-teräs -liittorakenteet 2016) päivitettiin 20.12.2016. Kyseinen ohje sisältää Suomen kansallisen liitteen Standardiin EN 1994-1-2. Kansallisen liitteen liitteenä julkaistiin tekninen ohje: NCCI 1 standardiin SFS-EN 1994-1-2: Betonilla täytettyjen putkiliittopilarien mitoitus palotilanteessa. (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) Kyseinen ohje pyrkii vähentämään liittopilarien paloteknisen laskennan epävarmuutta ja tuo virallisen ohjeen putkiliittopilarien yksinkertaiseen palomitoitukseen Suomen rakennus suunnittelualalle. Suomen kansallisen liitteen mukaan (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) tekninen ohje NCCI 1 korvaa Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-2 2014) liitteen H laskentamenetelmän.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tämän tutkimuksen tavoitteena on koota selkeä ohjeistus sille, kuinka monikerrospilarin kestävyyslaskenta tehdään yksinkertaisin laskentamenetelmin murtorajatilassa ja palotilanteessa. Liittopilarien suunnittelusta ja mitoituksesta on jo tehty lukuisia diplomitoita, kuten (Peltomaa 2008; Alakopsa 2010; Juvonen 2013). Keskeisenä erona aikaisempiin tutkimuksiin, tämän tutkielman palomitoitusosuus perustuu Suomen kansallisen liitteen

(SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) liitteenä olevaan uuteen mitoitusmenetelmään NCCI 1. Toisena erona on, että tässä diplomityössä esitetään myös jatkuvan liittopilarin suunnittelumenetelmän perusteet.

Koska Suomen kansallisen liitteen palomitoitusohje NCCI 1 (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) on uusi menetelmä, ei sen laskentatuloksista ole rakennuslainsäädännöllä vielä laajaa tietoa ja kokemusta. Tämän diplomityön toisena tavoitteena on selvittää kyseisen menetelmän kestävyystulosten arvot verrattuna aikaisemmin käytettyihin liittopilarien palomitoitusmenetelmiin. Vertailun avulla pyritään havainnollistamaan uuden yksinkertaisen laskentamenetelmän varmuustasoa.

Diplomityön aikana ilmeni myös tarve selvittää Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) toisen kertaluvun huomioon ottavan kertaluvun k luotettavuustaso. Menetelmän vaihtoehtona on muun muassa tehdä toisen kertaluvun analyysi lujuusopin perusteiden mukaisesti. Tässä työssä Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) kertoimen k tuloksia on verrattu Ruukin (Rautaruukki Oyj 2008) iterointimenetelmän tuloksiin.

1.3 Tutkimuksen ja laskennan rajaukset

Tässä työssä tarkasteltava pilaripoikkileikkaus rajoitetaan ympyräprofiiliseen betonitäytetiseen rakenneputkeen. Betoni voi olla palokuormasta riippuen raudoittamaton tai raudoitettu. Kuitenkin luvun 2 selkeyden vuoksi tutkielmassa esitellään käytetyimpien liittopilarien poikkileikkauksia Suomessa ja muualla maailmassa.

Ohjekirjan by58 luvun 3.2 (TRY/by58 2012) mukaan pilarien mitoituksessa vain rakenteellisella kestävyydellä on merkitystä, eikä käyttörajatilatarkasteluja tarvita. Tämän vuoksi tässä diplomityössä ei käsitellä standardin EN 1994-1-1 (SFS-EN 1994-1-1 2005) käyttörajatiloja.

Liittorakenteiden Eurokoodin palostandardin kohdassa 4.3.5.1 (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 54) rajataan, että yksinkertaisia palomitoitusmenetelmiä voidaan käyttää vain mitoitetussa sivusuunnassa tuettujen kehien pilareita, joiden muunnettu hoikkuus $\bar{\lambda}$ on enintään 2. Tässä diplomityössä kestävyystarkastelu rajoitetaan sivusuunnassa tuettuihin monikerrospilareihin, vaikka murtorajatilamitoitus ei vaadi liittopilarille sivusiirtymättömyyttä. Valinta tehdään, koska liittopilarien suunnittelussa palomitoitus on yleensä määräävä mitoitustilanne.

Tässä diplomityössä murtorajatilan kestävyyslaskennassa käytetään Eurokoodi 4 osaa 1 (SFS-EN 1994-1-1 2005) ja palomitoituksessa Suomen kansallisen liitteen teknistä ohjetta NCCI 1 (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016). Monikerrosvaikutuksen huomioimisessa noudatetaan by58-ohjekirjassa (TRY/by58 2012) momentin jakautumiselle ja nurjahduspituuden valinnalle esitettyjä periaatteita.

Työssä tarkastellaan vain EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3 mukaista kaksoissymmetristä, pilarin pituuden suhteen muuttumatonta ympyräpoikkileikkausliittopilaria (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 55). Tällöin teräsprofiilin ja halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen painopiste on sama. Halkeilu muuttaa betoniosuuden painopisteen paikkaa hetkellisesti, mutta sillä ei mitoituksen kannalta ole merkitystä. (TRY/by58 2012)

Teräsputkiprofiili estää sen sisällä olevan betonin laajenemisen puristuksessa. Tämä ilmiö tuottaa betoniin sulkemisvaikutuksen, joka nostaa EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.2 mukaan betonin lujuutta (SFS-EN 1994-1-1 2005). Ilmiön huomioiminen esitetään luvussa 3, mutta tämän työn laskentapohjassa sen puristuskestävyyttä kasvattavaa vaikutusta ei ole otettu huomioon.

Standardin EN 1994-1-1 laskentamenetelmät pätevät, jos rakenteessa käytettävän betonin lujuusluokka rajoitetaan välille C20/25 – C60/75 (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 21). Betonin lujuutta on rajoitettu, koska kyseisen standardin kestävyyslausekkeet on laadittu siten, ettei korkealujuusbetonissa esiintyvää sitkeyden vähenemistä oteta huomioon (TRY/by58 2012, s. 184).

Standardin EN 1994-1-1 kappaleessa 3.3 kerrotaan, että laskennan pätemiseksi rakenne-teräksen myötölujuus f_a saa enintään olla 460 MPa (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 22). Standardissa EN 1992-1-1 määritetään raudoitusteräksen sallituksi myötölujuusväliksi $f_{yk} = 400 - 600$ MPa (SFS-EN 1992-1-1 2015).

Suomen kansallisen liitteen teknisessä ohjeessa NCCI 1 määritetään, että sen mitoitusmenetelmän periaatteet ovat EN 1994-1-2 kohdan 4.3.5.1 mukaiset (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016). Näin ollen rajaukset ovat kansallisessa liitteessä samat kuin Eurokoodissa.

Nykyisillä betonin pumppaustekniikoilla voidaan täyttää monen kerroksen korkuisia jatkuvia pilareita yhdellä kertaa. Rajan jatkuvan monikerrospilarin kerrosmäärälle asettaa lopulta teräsputkeen kohdistuva valupaine, joka voi nousta korkeaksi nesteytettyjä betoneja käytettäessä. (TRY/by58 2012) Vaikka tässä diplomityössä tutkitaankin monikerrosliittopilareita, rajataan pilarien tutkinta valmiisiin pilareihin ottamatta kantaa valmistustapaan tai valupaineen huomioimiseen.

1.4 Tutkimuksen suoritus ja rakenne

Tässä työssä perehdytään kirjallisuusselvityksen avulla liittopilarien murtorajatilan ja palomitoituksen tarkastelussa tarvittaviin standardeihin ja kansallisiin liitteisiin. Kirjallisuustutkimuksen perusteella tehdään Eurokoodin yksinkertaiseen laskentamenetelmään perustuva monikerrosliittopilarin laskentapohja, jonka avulla voidaan analysoida ja mitoittoa 1–4-kerrosliittopilareita. Laskentapohjan avulla voidaan suorittaa kestävyystarkastelu pilareille, jotka ovat tuettu juurestaan jäykästi tai nivelellisesti. Laskentamalliin voidaan lisätä välipohjien välillä sijaitsevia kuormitettuja konsoleita.

Tutkimuksen tuloksena syntynyt laskentapohja verifioidaan olemassa olevien SKOL-laskentapohjien avulla. Verifiointissa laskentapohjilla lasketaan valikoitu määrä erilaisia liittopilaripoikkileikkauksia ja verrataan saatuja tuloksia toisiinsa.

Verifiointin jälkeen luvussa 6 uutta laskentapohjaa verrataan vielä Peikko Groupin ja Ruukin laskentaohjelmiin, jotta varmistutaan uuden laskentapohjan luotettavuustasosta. Laskentaohjelmien vertailun yhteydessä tarkastellaan Suomen kansallisen liitteen (SFS-EN 1994-1-2 2014) uuden palomitoitusmenetelmän laskentatuloksia.

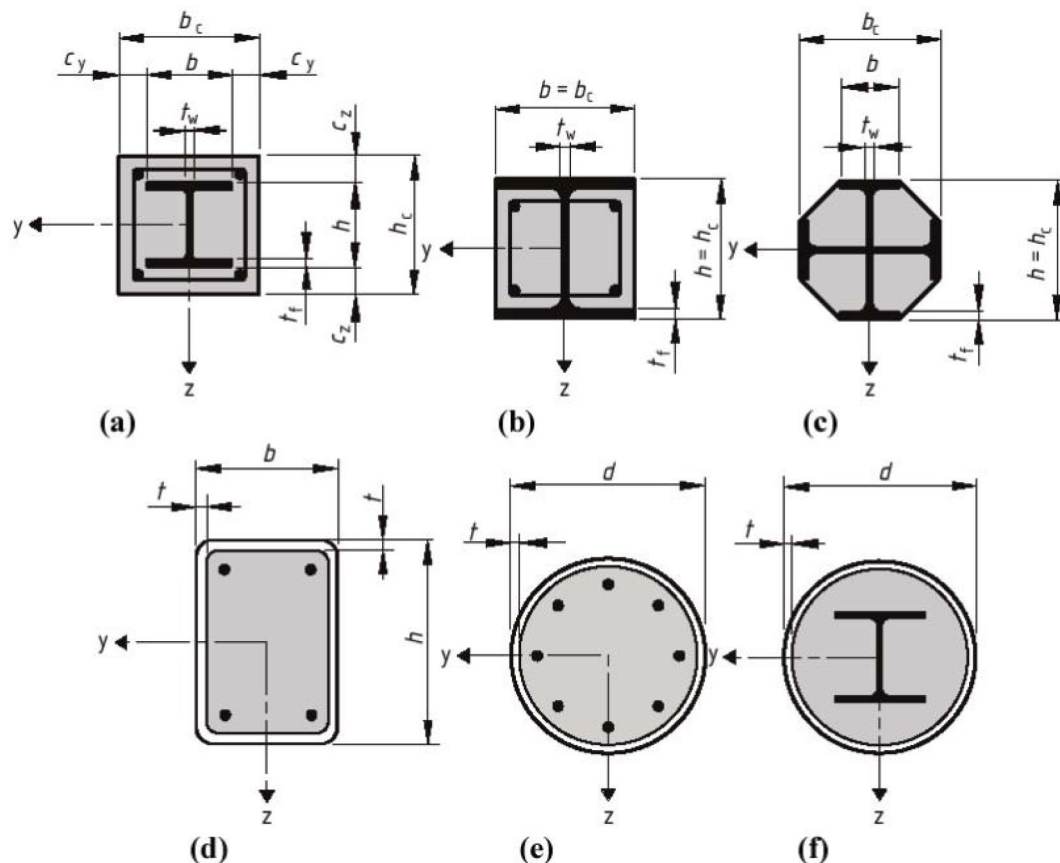
Työn viimeisessä tutkimusosuudessa pyritään selvittämään Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015) toisen kertaluvun huomioon ottavan kertoimen k varmuustaso verrattuna Comcolin iterointimenetelmään. Tutkimuksen tulokset on esitetty luvussa 6.3.

Työn yhteenvedossa pohditaan, päästiinkö tutkimuksessa asetettuihin tavoitteisiin ja todetaan laskentapohjan toimivuus ja selvitetty varmuustaso. Lopuksi määritetään tutkimukselle kehityskohteita.

2. MONIKERROSLIITTOPILARI

Liittopilarien käyttö rakentamisessa on peräisin teräspilarien palonsuojaustarpeista. Myöhemmin ymmärrettiin, että betonista on hyötyä myös puristuskestävyydessä palonsuojauksen lisäksi. Vaikka betonia voidaan nykyisillä laskentamenetelmillä hyödyntää myös murtorajatilassa, määrää palomitoitus useissa tapauksissa liittopilarien mitoitusta. Usein palovaatimusten vuoksi betonia ei voida tehdä raudoittamattomana, mutta lisättyä raudoitusta voidaan hyödyntää käyttörajatilamitoituksessa. (Peltomaa 2008)

Eurokoodin EN 1994-1-1 ohjeiden avulla voidaan suunnitella liittopilareita, jotka koostuvat betonin kokonaan tai osittain ympäröimistä teräsprofileista sekä betonilla täytetyistä suorakaide- ja pyöreistä putkista (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 51). Kuvassa 1 on esitetty yleisesti käytettyjä liittopilaripoikkileikkauksia merkintöineen.



Kuva 1. Betoni-teräs liittopilarien poikkileikkauksia merkintöineen (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 53)

Yleisimpiä Suomessa käytettyjä liittopilaripoikkileikkauksia ovat betonitäytteiset suorakaide- ja ympyräpoikkileikkausteräsputket, jotka on voitu palovaatimuksien vuoksi raudottaa raudoitusteräksin (kuvan 1 poikkileikkaukset (d) ja (e)). Suomessa ollaan päädytty

näihin poikkileikkauksiin, koska muotitustyön määrä halutaan minimoida (Peltomaa 2008).

Vaikka muotitustyön vähyys on yksi tärkeimmistä syistä, miksi teräsputkiliittopilareita käytetään, on teräsputken ja betonin välillä myös betonin palonkestävyyttä hyödyntävä vaikutus. Palotilanteessa teräsputken sisällä oleva betoni ottaa vastaan lähes kaiken kuormituksen, mutta teräsputki estää betonin palonaikaisen lohkeilemisen. (Wang & Orton 2008)

Jatkuvien monikerrosliittopilarien käyttökohteita ovat toimisto-, liiketila- ja asuinrakennukset. Rakennetta ei yleensä suunnitella osana rakennuksen stabiliteettia. Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) yksinkertaiset suunnittelumenetelmät eivät edes salli liittopilarien käyttöä rakennuksen rungon jäykistyksessä, vaan pilarien täytyy olla sivusiirtymättömiä.

2.1 Kestävyystarkastelun perusteet

Tässä luvussa esitetään pyöreän liittopilarin kestävyyslaskennassa tarvittavia suureita. Liittopilarit sijoittuvat murtumiskäyttötymiseltään teräsbetoni- ja teräsrakenteiden väliin. Teräsbetonipilareilla rakenteellinen kestävyys saavutetaan poikkileikkauksen murtumisen seurauksena, vaikka sivusiirtymät voivat kasvaa oleellisesti ennen murtumista. Teräspilarien hoikkuudesta johtuen niiden rakenteellinen murtuminen johtuu yleensä stabiliteetin menetyksestä. Teräspilareilla puhdasta plastista murtumista esiintyy vain rajoitetuissa tapauksissa. (TRY/by58 2012)

Liittopilareissa murtumiseen liittyy taipuman lisääntyminen, mutta murtuminen ei yleensä tapahdu stabiiliuden menetyksen vuoksi, kuten teräspilareilla. Liittopilareilla rakenteellinen murtuminen tapahtuu rasitetuimman poikkileikkauksen murtuessa eli useimmiten samalla tavoin kuin teräsbetonipilareilla. Teräsosan paikallinen lommahdus voi rajoittaa poikkileikkauksen plastisen kestävyuden saavuttamista. (TRY/by58 2012)

2.1.1 Plastisen kestävyuden saavuttaminen

Teräsosan paikallinen lommahdus rajoittaa rakenteen plastisen kestävyuden saavuttamista (SFS-EN 1993-1-1 2005). Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) kohdan 6.7.1 mukaan teräsprofiilin lommahduksen vaikutus kestävyYTEEN tulee ottaa suunnittelussa huomioon. Lommahduksen vaikutusta ei kuitenkaan tarvitse tarkastella, jos EN 1994-1-1 taulukon 6.3 (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 54) enimmäisarvoja ei ylitetä. Pyöreän teräsputkiliittopilarin lommahdusraja määritetään Eurokoodin mukaisesti kaavalla

$$\frac{D}{t} \leq 90 \frac{235 \text{ MPa}}{f_y}, \quad (2.1)$$

missä D on pyöreän teräsputkiprofiilin ulkohalkaisija, t on profiilin seinämäpaksuus, ja f_y on käytetyn teräksen myötölujuus.

Tarkastellaan lommahdusta vielä teräsrakenteiden Eurokoodin (SFS-EN 1993-1-1 2005) avulla. Teräsrakenteiden poikkileikkaukset jaetaan neljään poikkileikkausluokkaan, joiden avulla voidaan tunnistaa, missä laajuudessa poikkileikkausten paikallinen lommahdus rajoittaa poikkileikkausten kestävyyttä ja kiertymiskykyä (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 42). Terästandardin taulukosta 5.2 (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 47) huomataan, että pyöreän teräsputken poikkileikkausluokan 3 lommahdusraja on täysin sama kuin liittorakenteen lommahdusraja (kaava 2.1).

Jos lommahdusraja ylittyy, täytyy rakenteen kestävyuden laskennassa huomioida teräsosan lommahdus. Teräsosan lommahdus huomioidaan kestävyudessa teräsosan tehollisen pinta-alan $A_{a,e}$ avulla. Teräsosan tehollisen pinta-alan arviointia putkiprofiilisissa liittopilarissa on esitetty muun muassa by58-ohjekirjassa (TRY/by58 2012, s. 189). Yleensä lommahdustarkasteluita tehdään vain erikoistilanteissa ja suunnittelutyössä pyritään valitsemaan liittopilarin teräsprofiili ja -lujuus siten, ettei lommahdusta tarvitse huomioida.

2.1.2 Teräsosakerroin ja raudoitussuhde

Eurokoodin mukaisessa laskennassa yksi keskeinen poikkileikkauksen kestävyysliittyvä parametri on teräsosakerroin δ . Se kuvaa teräsosan plastisen puristuskestävyyden $N_{a,Rd}$ osuutta koko poikkileikkauksen plastisesta puristuskestävyydestä $N_{pl,Rd}$, eli

$$\delta_a = \frac{N_{a,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}. \quad (2.2)$$

Kyseisessä kaavassa A_a on teräsosan pinta-ala, f_{yd} on käytetyn teräksen mitoitusmyötölujuus. (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 57; TRY/by58 2012, s. 190)

Teräsosakertoimen arvon kasvaessa betonin osuus koko rakenteen kestävyydestä pienee. Betonin raudoituksen lisääntyessä kertoimen δ arvo pienenee (TRY/by58 2012). Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) kohdan 6.7.1(4) mukaisesti teräsosakertoimen täytyy täyttää ehto: $0,2 \leq \delta \leq 0,9$. Teräsosakertoimen ollessa alle 0,2, pilaria tarkastellaan teräsbetonirakenteena, ja kun kertoimen arvo on yli 0,9 rakenne mielletään teräspilariksi (TRY/by58 2012).

Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaisessa liittopilarien mitoituksessa yhtenä keskeisenä raja-arvona käytetään raudoitussuhdetta ρ_s . Se kuvaa raudoitusteräsmäärän ja betonin suhdetta

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c}, \quad (2.3)$$

missä A_s on liittopilaripoikkileikkauksen raudoitusteräksen kokonaispinta-ala, ja A_c on betoniosan kokonaispinta-ala. Raudoitussuhdetta käytetään muun muassa yksinkertaisen suunnittelumenetelmän toimivuuden tarkistukseen ja putkiliittopilarien nurjahdusmitoitukseen. Eurokoodi 4 yksinkertainen suunnittelumenetelmä rajaa raudoitussuhteen maksimiarvoksi 6 %. (SFS-EN 1994-1-1 2005)

2.1.3 Keskeinen normaalivoima

Eurokoodin yksinkertaisen suunnittelumenetelmän mukaan (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 55) poikkileikkauksen keskeisen kuorman plastinen puristuskestävyys lasketaan kaavalla

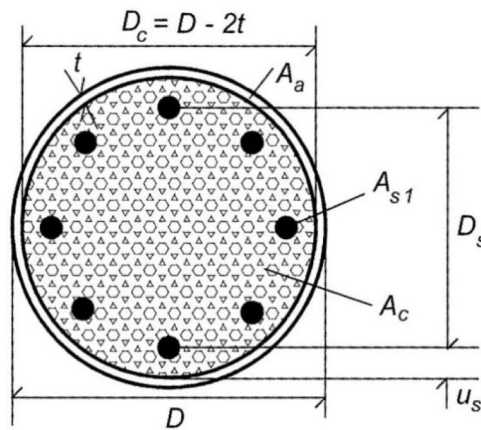
$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}, \quad (2.4)$$

missä A_c on betoniosan pinta-ala, f_{cd} betonin mitoituspuristuslujuus, A_s on betoniraudoituksen kokonaispoikkipinta-ala ja f_{sd} raudoituksen mitoituspuristuslujuus. Poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden jännitystila on esitetty kuvan 5 A-kohdassa.

Johnsonin mukaan (Johnson 2004) puristettu rakenneosaa voi saavuttaa plastisen rajakuormansa, jos rakenne on riittävän lyhyt suhteessa rakenteen poikkileikkaukseen. Poikkileikkauksen plastinen puristuskestävyys on pilarin kestävyyslaskennan lähtökohta ja apusuure jatkolaskennassa (Peltomaa 2008, s. 26).

2.1.4 Neliömomentti

Tarkastellaan seuraavaksi pyöreän liittopilaripoikkileikkauksen neliömomenteja I . Neliömomentti on rakenteen poikkileikkauksesta riippuva suure, ja sen avulla ratkaistaan muun muassa rakenteen taivutusjäykkyys EI (Outinen & Salmi 2004). Pyöreässä liittopilarissa, jossa raudoitukset on sijoitettu symmetrisesti, rakenteen neliömomentti on lujuusopin sääntöjen mukaan samansuuruinen jokaisen pääakselinsa suhteen (Outinen & Salmi 2004). Pyöreän liittopilarin poikkileikkauksen geometria ja merkinnät on esitetty kuvassa 2.



Kuva 2. Pyöreän poikkileikkauksen geometria ja merkinnät (TRY/by58 2012, s. 196).

Teräsosan neliömomentti I_a lasketaan kaavalla (2.5), kun betoniosan paksuus $D_c = D - 2t$ (TRY/by58 2012, s. 196).

$$I_a = \frac{\pi}{64} (D^4 - D_c^4). \quad (2.5)$$

Jos betoniosassa käytetään raudoitustankoja, lasketaan raudoitusten neliömomentti kaavalla

$$I_s = \frac{n_s}{8} D_s^2 A_{s1}, \quad (2.6)$$

missä raudoitustankojen määrä $n_s \geq 4$ ja kauimmaisten raudoitustankojen keskiöetäisyys on $D_s = D_c - 2u_s$, kun raudoituksen pintakeskiön ja teräsputken sisäpinnan välistä etäisyyttä merkitään u_s . Yhden raudoitustangon poikkipinta-ala on A_{s1} . Raudoituksen neliömomentin I_s laskentakaavassa (2.6) ei oteta huomioon tangon poikkileikkauksen neliömomenttia painopisteakselinsa suhteen, koska sen arvo on hyvin pieni (TRY/by58 2012, s. 196).

Betoniosan neliömomentti I_c lasketaan kaavalla (TRY/by58 2012, s. 196)

$$I_c = \frac{\pi}{64} D_c^4 - I_s. \quad (2.7)$$

Kun betoniosa on raudoittamaton, on raudoituksen neliömomentin arvo $I_s = 0$, jolloin betonin neliömomentti I_c lasketaan samoin kuin ympyräpoikkileikkauksisen kappaleen neliömomentti.

2.1.5 Taivutusjäykkyys

Liittopilarien mitoituksessa käyttörajatilatarkasteluilla ei ole merkitystä (TRY/by58 2012, s.184), joten pilarin taivutusjäykkyyttä tarvitaan lähinnä kimmoteorian mukaisen nurjahduskuorman laskennassa. Rakenteen jäykkyydellä olisi merkitystä myös luvun 2.2 monikerrospilarin kuormitusten laskennassa, mutta Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) yksinkertainen laskentamenetelmä määrää, että rakenteen poikkileikkaus ei saa muuttua pituuden suhteen. Näin ollen tasajäykän rakenteen tukikuormien laskennassa jäykkyys supistuu monikerrospilarin laskennasta pois (Salmi & Kuula 2012).

Eurokoodin mukaan (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 57) pilarin tehollinen taivutusjäykkyys $(EI)_{eff}$ kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman N_{cr} laskemista varten lasketaan kaavalla

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{c,eff} I_c, \quad (2.8)$$

missä teräsosan kimmokerroin on E_a ja neliömomentti I_a . Raudoituksen kimmokerrointa merkitään tunnuksella E_s ja neliömomenttia tunnuksella I_s . Betonipoikkileikkauksen neliömomentti on I_c . Koska vedetyn betonin halkeilu saa rakenteen laskennallisen taivutusjäykkyyden riippumaan kuormitustasosta (Peltomaa 2008, s. 24), on kuormitustason vaikutusta huomioitu Eurokoodin kaavassa korjauskertoimella $K_e = 0,6$.

Betonin tehollisen kimmokertoimen merkintä on $E_{c,eff}$ ja sen arvoa arvioitaessa otetaan huomioon pitkäaikaisvaikutukset (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 57). Tehollisen kimmokertoimen $E_{c,eff}$ arvoa laskettaessa betonin kimmokerrointa E_{cm} redusoidaan pysyvän mitoituskuorman $N_{G,Ed}$, mitoituskuorman kokonaisarvon N_{Ed} ja virumaluvun φ_t avulla

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t}. \quad (2.9)$$

Eurokoodi esittelee liittopilarin taivutusjäykkyyden laskentaan toisenkin kaavan (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 58). Tämän taivutusjäykkyyden merkintä on $(EI)_{eff,II}$ ja se lasketaan kaavalla

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{c,eff} I_c), \quad (2.10)$$

missä sovituserroin $K_0 = 0,9$ ja korjauserroin $K_{e,II} = 0,5$.

Taivutusjäykkyyden $(EI)_{eff,II}$ avulla lasketaan voimasuureiden epälineaarisia muutoksia. Kyseistä arvoa käytetään esimerkiksi Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 58) kohdan 6.7.3.4(5) toisen kertaluvun kertoimen k laskennassa.

2.1.6 Nurjahduskuorma

Täysin keskeisesti kuormitetun pilarin kuormitus voi vaikuttaa rakenneosan stabiiliuteen siten, että rakenneosan keskilinja voi siirtyä sivusuunnassa puristukseen nähden (Outinen & Salmi 2004). Tätä ilmiötä kutsutaan nurjahdukseksi. Eurokoodin mukaisessa puristettujen rakenteiden laskennassa ilmiötä tarkastellaan nurjahduskestävyytenä $N_{b,Rd}$.

Nurjahduskestävyys kuvaa tarvittavaa aksiaalista voimaa, jonka saavuttamisen jälkeen puristettu rakenneosa menettää stabiiliutensa. Nurjahduskuormaa ideaalikummoiselle, puristetulle rakenneosalle arvioidaan kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman (Eulerin nurjahdusvoiman) N_{cr} avulla (Outinen & Salmi 2004; SFS-EN 1993-1-1 2005; SFS-EN 1994-1-1 2005; TRY/by58 2012). Kyseinen kuorma lasketaan kaavalla

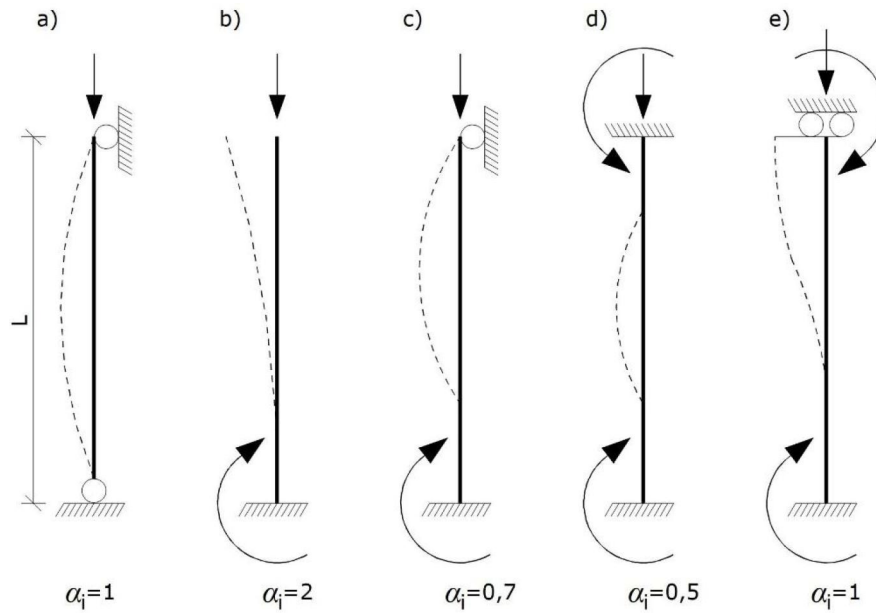
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_{cr}^2}, \quad (2.11)$$

missä L_{cr} on nurjahduspituus. Nurjahduspituus lasketaan kaavalla

$$L_{cr} = \alpha_i L, \quad (2.12)$$

missä α_i on rakenteen päiden kiinnitystavasta riippuva kerroin. Jos nurjahduspituudesta halutaan tarkempaa tietoa, täytyy tarkastella sauvaa, jonka molemmissa päissä on kiertymäjouset.

Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 65–66) kohdan 5.8.3.2 mukaan nurjahduspituuden kerroin esitetään päiden 1 ja 2 joustolukujen k_1 ja k_2 funktiona. Joustoluvun k_i lähestyessä ääretöntä kiinnityksen ajatellaan olevan nivelellinen. Kun joustoluku k_i lähestyy nollaa, kiinnitys on jäykkä. Täysin jäykkä kiinnitys on käytännössä harvinainen, joten joustoluvun vähimmäisarvoksi suositellaan $k_i \geq 0,1$ (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 66). Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 66) mukaisia nurjahduspituuden kertoimia α_i on esitetty kuvassa 3.



Kuva 3. Eurokoodin mukaiset nurjahduskertoimet α_i (SFS-EN 1992-1-1 2015)

Ohjekirjan by58 (TRY/by58 2012, s. 109) mukaan jatkuvissa, sivusiirtymättömissä ke-hissä nurjahduspituus murtorajatilassa on useimmiten sama kuin kerroskorkeus eli $\alpha_i = 1$. On syytä huomata, että palotilanteessa liittopilarien nurjahduspituudet ovat erilaiset kuin tässä luvussa on esitetty. Palotilanteen nurjahdusta tarkastellaan tarkemmin luvussa 4.

2.1.7 Taivutusvastus

Pilarien kestävyyslaskennassa toinen keskeinen suure neliömomentin I lisäksi on plasti-nen taivutusvastus W_p . Taivutusvastuksen avulla voidaan ratkaista taivutusmomentista M rakenteeseen aiheutuvia jännitystiljoja (Outinen & Salmi 2004).

Pyöreille liittopilareille kunkin osan plastiset taivutusvastukset, W_{pa} , W_{ps} ja W_{pc} lasketaan kaavoilla 2.10–2.12, kun merkinnät ovat kuvan 2 mukaiset (TRY/by58 2012, s. 195):

$$W_{ps} = 1,7n_s D_s A_{s1} / 6 \quad (2.13)$$

$$W_{pc} = 0,167 D_c^3 - W_{ps} \quad (2.14)$$

$$W_{pa} = 0,167 D^3 - W_{pc} - W_{ps}. \quad (2.15)$$

Taivutusvastusten avulla lasketaan muun muassa rakenteen poikkileikkauksen taivutus-kestävyys M_{Rd} . Pilarin taivutuskestävyyden laskennan periaatteet esitetään luvussa 2.1.8.

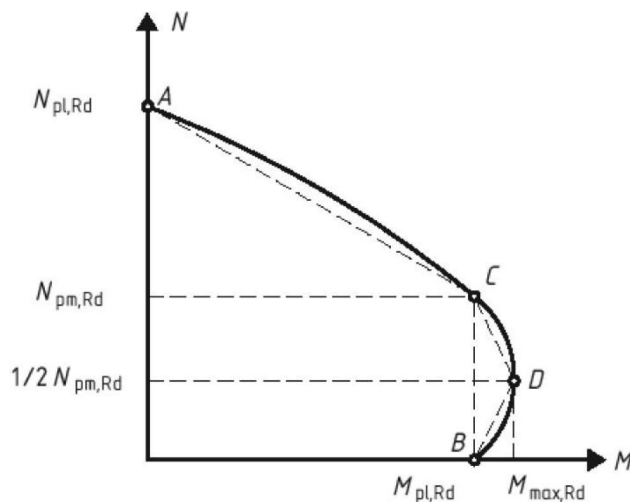
2.1.8 Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus

Keskeinen tarkastelutapa liittopilarien mitoituksessa on aksiaalisen puristuksen ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja. Yhteisvaikutuskuvaaja antaa käsityksen liittopilaripoikkileikkauksen kestävydestä, kun siihen vaikuttaa yhtäaikaaisesti aksiaalinen puristus ja taivutusmomentti. (Wang 2004, p. 58)

Eurokoodi (SFS-EN 1994-1-1 2005) ei anna ohjeita liittopilarin taivutuskestävyyden laskentaan, mutta by58 mukaan (TRY/by58 2012, s. 195) poikkileikkauksien kestävyksiä voidaan tarkastella jäykkäplastisen materiaalmallin perusteella. Wang (Wang 2004) on käyttänyt samaa materiaalmallia liittopilarin yhteisvaikutuskestävyyden arvioinnissa, joten tätä menetelmää voidaan pitää yleisesti hyväksyttävänä.

Yhteisvaikutuskuvaajan idea on siis määrittää M-N-koordinaatistoon sallittu alue, jota rajaa murtoehdon mukainen käyrä (Peltomaa 2008, s. 28). Käyrän avulla tarkastetaan, pysyykö rakenteeseen vaikuttavien mitoituskuormien kuormituspiste (N_{Ed} , M_{Ed}) rajatun alueen sisäpuolella.

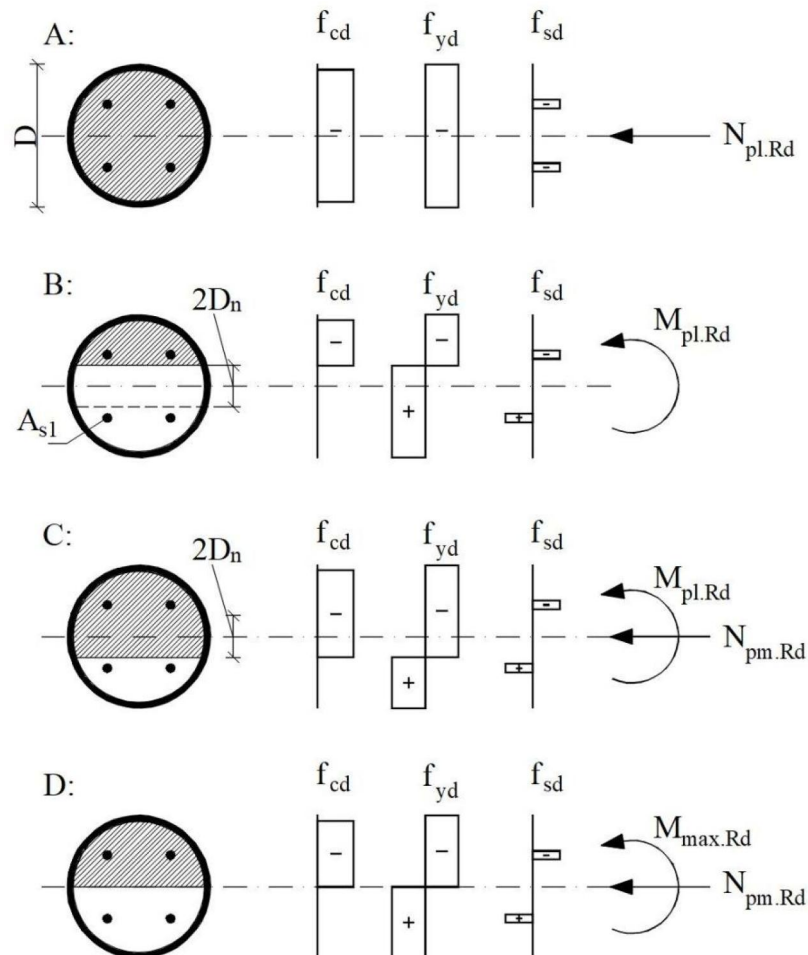
Wangin mukaan (Wang 2004, p. 59) tarkan yhteisvaikutuskäyrän määrittämiseksi täytyy ensin sijoittaa betoniosan reunaan betonin puristuslujuutta f_{cd} vastaava puristusjännitys. Tämän jälkeen poikkileikkauksen sattumanvaraiseen pisteeseen määritetään neutraaliakseli, jonka perusteella muodostetaan liittopilarin jännitys jakaumat. Jännitys jakaumien perusteella määritetään kappaleelle normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuskestävyys asetetun neutraaliakselin suhteen. Oletetun neutraaliakselin paikkaa vaihtamalla, ja laskennan toistamisella voidaan muodostaa tarkka yhteisvaikutuskuvaaja, joka on esitetty kuvassa 4 jatkuvalla viivalla.



Kuva 4. Momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuskuvaaja (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 56).

Kaksoissymmetriselle poikkileikkaukselle voidaan Eurokoodin mukaisesti (SFS-EN 1994-1-1 2005) määrittää neljä yhteisvaikutuskäyrän keskeistä pistettä A–D (Kuva 4). Näiden neljän pisteen kautta kulkevan murtoviivan (A–C–D–B) avulla voidaan yhteisvaikutuskuvaajan kestävyysraja määrittää riittävän tarkasti (TRY/by58 2012, s. 192). Näin ollen neutraaliakselin paikkaa ei tarvitse iteroida tarkan laskennan mukaisesti, mikä olisi käsin laskennalla hyvin työlästä.

Pisteiden laskennassa oletetaan, että rakenne toimii jäykkäplastisen materiaalmallin mukaisesti (Wang 2004, p. 59; TRY/by58 2012, s. 195). Näin ollen rakenneteräksessä ja raudoituksissa sallitaan puristus- ja vetojännitykseksi kyseisen rakenneosan myötölujuus f_{yd} tai f_{sd} . Laskennassa betoniosalle sallitaan maksimijännityksiksi puristuskestävyys f_{cd} ja vetojännitys 0 (Wang 2004, p. 58). Materiaalmallin mukaisesti rakenneosien rajajännitykset jakaantuvat murrossa neutraaliakseliin asti (Wang 2004, p. 58). Pisteisiin A–D liittyvät jännitysjaakaantumat esitetään kuvassa 5, missä poikkileikkauksen puristuspinta on rasteroituna.



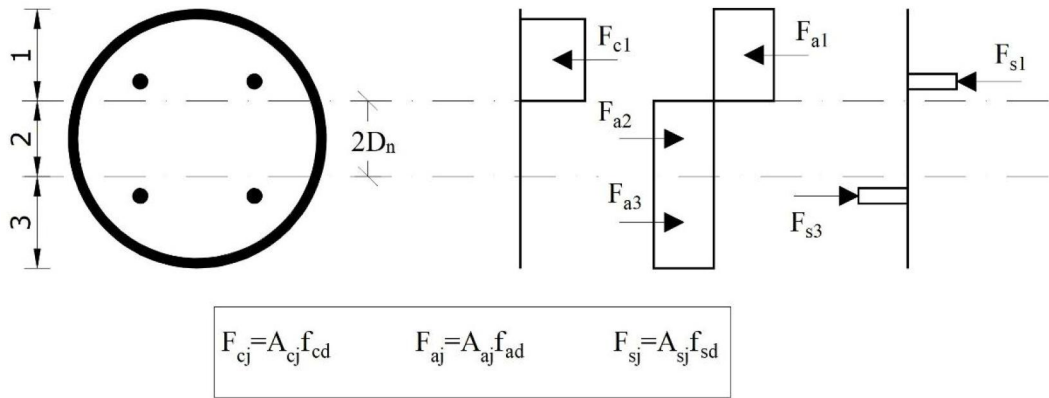
Kuva 5. Yhteisvaikutuskuvaajan pisteisiin A–D liittyvät plastiset jännitysjaakaantumat ympyräpoikkileikkauksessa.

Piste A ($0, N_{pl,Rd}$) kuvaa, kuinka paljon rakenne kestää aksiaalista puristusta, kun siihen ei vaikuta momenttia. Piste laskenta on esitetty luvussa 2.1.3.

Piste B ($M_{pl,Rd}, 0$) kuvaa liittopilarin poikkileikkauksen puhdasta taivutuskestävyyttä. Tässä tilanteessa neutraaliakseli ei ole kappaleen pintakeskiössä, koska betonille ei sallita vetolujuutta (Wang 2004; Peltomaa 2008). Neutraaliakselin etäisyys D_n rakenteen symmetria-akselista pisteiden B ja C tilanteessa on esitetty kuvassa 5 ja se lasketaan by58 (TRY/by58 2012, s. 195) mukaan kaavalla

$$D_n = \frac{\frac{\pi}{4} f_{cd} D_c^2}{2D f_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})}. \quad (2.16)$$

Tarkastellaan kuvan 5 B-kohdan tilannetta tasapainoyhtälön avulla. Tasapainoyhtälössä rakenne on jaettu kolmeen osaan, joista osan 2 muodostaa korkeus $2D_n$. Osat 1 ja 3 ovat symmetrian johdosta yhtä korkeat. Nimetään jännitystiloista aiheutuvat voimien resultantit F_{ij} materiaalin ja alueen mukaan (Wang 2004). Vapaakappalekuva on esitetty kuvassa 6.



Kuva 6. Yhteisvaikutuskuvaajan B-pisteen vapaakappalekuva

Symmetriasta seuraa, että

$$F_{a1} = F_{a3} \quad (2.17)$$

ja

$$F_{s1} = F_{s3}. \quad (2.18)$$

Koska pisteessä B vaikuttaa vain puhdas taivutus $M_{pl,Rd}$, on aksiaalisen normaalivoiman arvo $N = 0$. Poikkileikkauksen sisäisestä voimatasapainosta voidaan kirjoittaa ehto

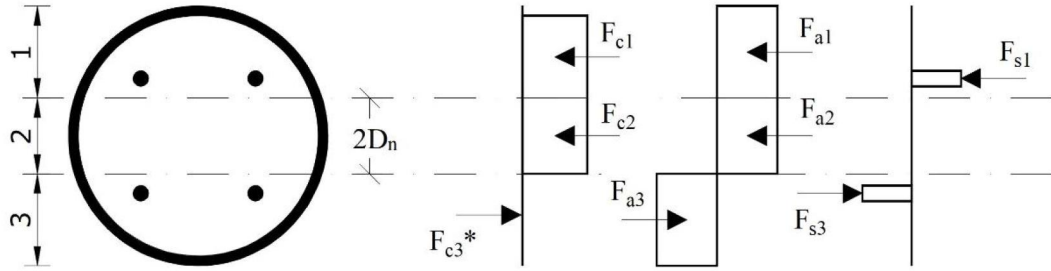
$$F_{a1} + F_{c1} + F_{s1} = F_{a2} + F_{a3} + F_{s3}. \quad (2.19)$$

Sijoittamalla ehdot (2.17) ja (2.18) kaavaan (2.19), voidaan todeta, että

$$F_{c1} = F_{a2}. \quad (2.20)$$

Tarkastellaan seuraavaksi yhteisvaikutuskuvaajan pistettä C ($M_{pl.Rd}$, $N_{pm.Rd}$). Kyseinen piste kuvaa tilannetta, missä poikkileikkaukseen vaikuttaa keskeinen puristusvoima $N_{pm.Rd}$, jolloin rakenteelle saadaan laskennallisesti sama taivutuskapasiteetti $M_{pl.Rd}$ kuin pisteessä B. Kuten kuvasta 5 nähdään, pisteessä C neutraaliakselin etäisyys D_n symmetria-akselista on sama kuin pisteessä B.

Pisteen C aksiaalisen puristuskestävyyden arvon $N_{pm.Rd}$ määrittämiseksi tarkastellaan kuvan 5 C-kohtaa tasapainoyhtälön avulla. Vapaakappalekuva on esitetty kuvassa 7.



Kuva 7. Yhteisvaikutuskuvaajan C-kohdan vapaakappalekuva

Voimatasapainon mukaisesti voidaan luoda yhtälö

$$N_{pm.Rd} = F_{c1} + F_{c2} + F_{a1} + F_{a2} + F_{s1} - F_{a3} - F_{s3}. \quad (2.21)$$

Voimaa F_{c3}^* ei ole olemassa, koska betonille ei ole sallittu vetojännityksiä. Tämän vuoksi voimaa F_{c3}^* on merkitty tähdellä. Jos betonille olisi sallittu vetojännityksiä, se täyttäisi symmetrian mukaan ehdon

$$F_{c3}^* = F_{c1}. \quad (2.22)$$

Sijoittamalla yhtälöön (2.23) kaavat (2.17), (2.18) ja (2.20), saadaan pisteen C aksiaalisen normaalivoiman yhtälöksi

$$N_{pm.Rd} = F_{c1} + F_{c2} + F_{c3}^* = A_c f_{cd}. \quad (2.23)$$

Piste D ($M_{max.Rd}$, $0,5N_{pm.Rd}$) kuvaa tilannetta, jossa aksiaalinen puristusvoima sijoittaa plastisen neutraaliakselin poikkileikkauksen symmetria-akselille. Tällöin saavutetaan suurin mahdollinen taivutuskestävyys $M_{max.Rd}$. Tämä voidaan todistaa siirtämällä neutraaliakselia pois symmetria-akselilta, jolloin taivutuskestävyys pienenee (Wang 2004, p. 61). Suurin mahdollinen taivutuskestävyys $M_{max.Rd}$ lasketaan kaavalla

$$M_{max.Rd} = W_{pa} f_y + W_{ps} f_{sk} + \frac{1}{2} W_{pc} f_{cd}, \quad (2.24)$$

jossa betoniosan taivutuskestävyyden arvosta lasketaan vain puolet, koska aiemman ehdon perusteella betonille ei sallita vetolujuutta (Wang 2004, p. 62). Pisteen D jännitysjauma on esitetty kuvassa 5.

Pisteiden B ja C puhdas taivutuskestävyys $M_{pl,Rd}$ saadaan nyt ratkaistua, kun suurimmasta taivutuskestävyydestä $M_{max,Rd}$ vähennetään aksiaalisen normaalivoiman aiheuttama kestävyyslisäys $M_{n,Rd}$ (TRY/by58 2012, s. 195):

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}. \quad (2.25)$$

Epäkeskisen normaalivoiman aiheuttama kestävyyslisäys lasketaan korkeuden $2D_n$ suhteen laskettujen taivutusvastusten W_{pcn} ja W_{pan} avulla:

$$M_{n,Rd} = W_{pcn} \frac{f_{cd}}{2} + W_{pan} f_{yd}. \quad (2.26)$$

Betoniosan taivutusvastus pyöreillä liittopilareilla korkeuden $2D_n$ suhteen lasketaan by58 mukaan (TRY/by58 2012, s. 195) kaavalla

$$W_{pcn} = D_c D_n^2, \quad (2.27)$$

ja teräsputken taivutusvastus pyöreillä liittopilareilla neutraaliakselin korkeuden $2D_n$ suhteen lasketaan kaavalla

$$W_{pan} = 2t D_n^2. \quad (2.28)$$

Teoksen by58 (TRY/by58 2012, s. 195) mukaan, pyöreiden liittopilarien raudoitusterästen taivutusvastusta neutraaliakselin siirtymän D_n suhteen ei tarvitse huomioida puhtaan taivutuskestävyyden $M_{pl,Rd}$ laskennassa. Tämä johtuu siitä, että pyöreissä liittopilareissa taivutus on periaatteessa aina pääakselin suuntainen. Luvussa 2.1.9 käsitellään tätä tarkemmin.

Pisteen D N-akselin arvo on puolet C-pisteen N-akselin arvosta. Arvo $0,5N_{pm,Rd}$ on siis

$$0,5N_{pm,Rd} = 0,5A_c f_{cd}. \quad (2.29)$$

On syytä huomata, että kuormituspisteen (N_{Ed} , M_{Ed}) ollessa kolmion C–D–B alueella, pienetkin muutokset voimasuureissa vaikuttavat kestävyteen merkittävästi (TRY/by58 2012, s. 192). Tämän vuoksi yksinkertaisessa mitoitusmenettelyssä on rajattu, että kestävyttä ei oteta huomioon kyseisen kolmion alueella. Eurokoodin EN 1994-1-1 mukaisessa laskennassa kyseinen rajausta näkyy kaavan (3.15) mukaisena ehtona $\mu \leq 1$ (TRY/by58 2012, s. 192).

2.1.9 Puristus ja vino taivutus

Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 61) mukaan puristetuissa rakenneosissa vino taivutus täytyy ottaa huomioon. Vinolla taivutuksella on poikkileikkauksen molemmat taivutusmomenttikomponentit $M_{y,Ed}$ ja $M_{z,Ed}$ (Salmi & Kuula 2012).

Ohjekirjan by58 (TRY/by58 2012, s. 210) perusteella pyöreissä putkiliittopilareissa ei kuitenkaan esiinny vinoa taivutusta juuri kuvatussa muodossa. Tämä johtuu siitä, että ympyräpoikkileikkauksessa taivutus on periaatteessa aina pääakselin suuntainen. Taivutusta voi silti esiintyä kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa, jolloin taivutusmomenttien resultantti voidaan laskea Pythagoraan lauseen avulla, kaavalla (2.30)

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2}. \quad (2.30)$$

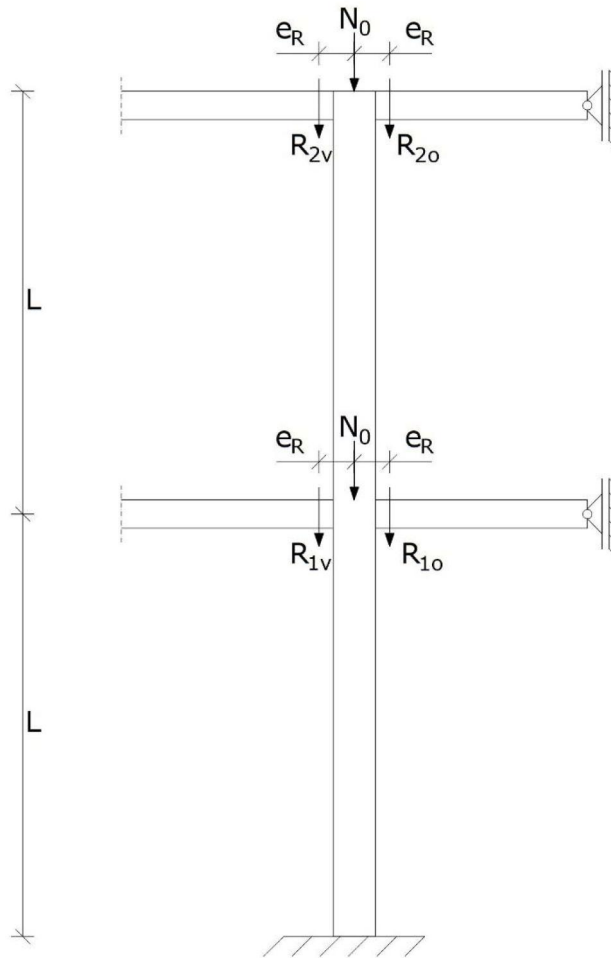
2.2 Kuormien monikerrosvaikutus

Jos pilari jatkuu monikerrosrakennuksissa kerrostason yli, käytetään siitä termiä monikerrospilari tai jatkuva pilari. Rakennetta, joka on tuettu enemmän kuin jäykän kappaleen tasopainoehdot vaativat, kutsutaan hyperstaattiseksi (Salmi & Kuula 2012, s. 197). Jatkuvat, sivusiirtymättömät pilarit ovat yleisesti ottaen hyperstaattisia. Tällöin tukivoimien ratkaisemiseksi tarvitaan siirtymäkentän yhteensopivuusehtoja sekä materiaaliyhtälöitä (Salmi & Kuula 2012, s. 197). Tässä diplomityössä hyperstaattisen pilarin tukivoimat on ratkaistu ykkösvoimamenetelmän ja joustokertoimen menetelmän (Salmi & Kuula 2012, s. 199–202) mukaisesti.

Liittopilarin tarkoituksena on kantaa vaakarakenteilta tulevat kuormat. Kuormia ovat pysyvät g_d ja muuttuvat kuormat q_d , joiden Eurokoodin (SFS-EN 1991-1-1 2002) mukainen määrittäminen on esitetty luvussa 3.1. Vaakarakenteiden muuttuvien kuormien q_d vaikutus voi vaihdella, joten tämä kuormitustason vaihtelu täytyy ottaa mitoituksessa huomioon. Tässä diplomityössä muuttuvien kuormien vaihtelu huomioidaan by58 (TRY/by58 2012) periaatteita noudattaen.

Monikerrospilarin mitoittamisen ideana on laskea yhden kerroksen aiheuttama momenttijakauma kerrallaan (TRY/by58 2012, s. 211). Tämän jälkeen eri kerrosten aiheuttamat momenttijakaumat summataan yhteen. Kerrosten kuormista tehdään kuormitusyhdistelmiä siten, että löydetään momenttijakauman perusteella mitoittavin tapaus. Kun mitoittavin kuormitustapaus löydetään, lasketaan pilarille kyseisen tilanteen aksiaaliset kuormat ja tarkastellaan niitä yhteisvaikutuskestävyyttä varten (luku 2.1.8). Yhteisvaikutuskestävyydestä johtuen monikerrospilarille täytyy tarkastella myös tilanne, missä aksiaalinen puristusvoima N_{Ed} on maksimissaan ja taivutusmomentti M_{Ed} on kyseisen tapauksen mukainen.

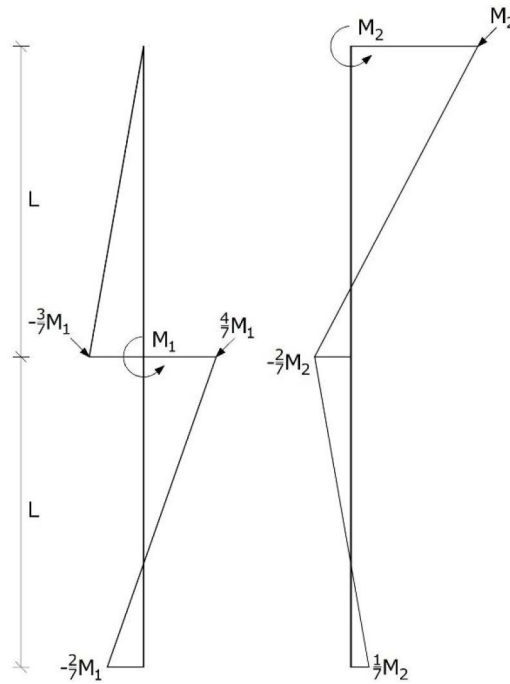
Monikerrospilarin aksiaalisen puristusvoiman N_{Ed} ja ensimmäisen kertaluvun momentin M_{Ed} määrittäminen on tässä luvussa esitetty esimerkkirakenteen avulla. Esimerkissä tarkasteltava kaksikerrospilari on juurestaan jäykästi ja kerrostasoilla sivusuunnassa tuettu. Tarkasteltava pilari ja siihen kohdistuvat kerrosvoimat on esitetty kuvassa 8.



Kuva 8. Sivusiirtymättömän kaksikerrospilarin kuormat

Kuvassa 8 vaakarakenteiden kautta pilarille välittyvien kuormien resultantit ovat R_{1j} ja R_{2j} , missä $j = v$ (vasen) tai o (oikea). Resultantit muodostuvat joko omasta painosta g_d , tai kokonaiskuormasta $g_d + q_d$ (TRY/by58 2012, s. 211). Kuormien resultantit ovat epäkeskisiä liittopilarin keskiöön nähden. Epäkeskisyys e_R on esimerkkipilarin jokaisessa kerroksessa sama $e_R = 250 \text{ mm}$. Epäkeskisyys aiheuttaa pilarille momenttia $M_i = (R_{iv} - R_{io}) e_R$, missä $i = 1$ tai 2 . Pilarin jokaiseen kerrokseen vaikuttavat lisäksi keskeiset kuormat N_0 , kuten pilarin oma paino. (TRY/by58 2012, s. 211) Pilarin kerroskorkeus L on sama molemmissa kerroksissa. Merkitään pilarin pituutta ensimmäisen välipohjatasen välillä tunnuksella $C1$ ja toisen välipohjatasen välillä tunnuksella $C2$.

Määritetään ensin rakenteen momenttikuviot pistemomenttien M_1 ja M_2 avulla. Pistemomenteista aiheutuvat taivutusmomenttikuviot on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Kerrostasojen pistemomenttien M_1 ja M_2 momenttikuviot

Esimerkin tapauksessa kerrostasojen mitoituskuormista aiheutuvat resultantit ovat seuraavat:

- $R_{1v.g} = 300 \text{ kN}$ ja $R_{1v.q} = 450 \text{ kN}$
- $R_{1o.g} = 250 \text{ kN}$ ja $R_{1o.q} = 250 \text{ kN}$
- $R_{2v.g} = 200 \text{ kN}$ ja $R_{2v.q} = 250 \text{ kN}$
- $R_{2o.g} = 150 \text{ kN}$ ja $R_{2o.q} = 200 \text{ kN}$
- $N_{0.kok} = 150 \text{ kN}$, kun $N_0 = 75 \text{ kN}$

Nyt kuvasta 9 voidaan tulkita, että itseisarvoltaan suurin taivutusmomentti ensimmäisen kerroksen alapäähän $M_{C1.bot}$ saadaan, kun pistemomentti M_1 on mahdollisimman suuri ja pistemomentti M_2 on mahdollisimman pieni. Merkitään kuormitustapausta, jolla haetaan pisteen suurinta momenttia, alaindeksillä a , eli

$$M_{C1.bot.a} = -\frac{2}{7}[(R_{1v.g} + R_{1v.q}) - (R_{1o.g})]e_R + \frac{1}{7}[(R_{2v.g}) - (R_{2o.g})]e_R$$

$$M_{C1.bot.a} = -\frac{2}{7}[500 \text{ kN}] * 250 \text{ mm} + \frac{1}{7}[50 \text{ kN}] * 250 \text{ mm} = -33.9 \text{ kNm}.$$

Tätä tapausta vastaava aksiaalinen kuorma on

$$N_{C1.a} = R_{1v.g} + R_{1v.q} + R_{1o.g} + R_{2v.g} + R_{2o.g} + N_{0.kok}$$

$$N_{C1.a} = (300 + 450 + 250 + 200 + 150 + 150) \text{ kN} = 1500 \text{ kN}.$$

Tarkastellaan vielä pilarin ensimmäisen kerroksen alapäälle tilannetta, jossa keskeinen puristusvoima N_{Ed} on maksimissaan. Tällöin tarkasteltavan pisteen taivutusmomentti M_{Ed}

ei välttämättä ole maksimissaan, mutta yhteisvaikutuskäyrän mukaisesti tapaus voi olla mitoittava. Merkitään tätä kuormitustapausta alaindeksillä b ja lasketaan ensin taivutusmomentin arvo:

$$M_{C1.bot.b} = -\frac{2}{7} \left((R_{1v.g} + R_{1v.q}) - (R_{1o.g} + R_{1o.q}) \right) e_R + \frac{1}{7} \left((R_{2v.g} + R_{2v.q}) - (R_{2o.g} + R_{2o.q}) \right) e_R$$

$$M_{C1.bot.b} = -\frac{2}{7} (250 \text{ kNm}) * 250 \text{ mm} + \frac{1}{7} (100 \text{ kN}) * 250 \text{ mm} = -14.3 \text{ kNm}.$$

Tapausta b vastaava keskeinen puristusvoima pilarin alapäälle on

$$N_{C1.b} = R_{1v.g} + R_{1v.q} + R_{1o.g} + R_{1o.q} + R_{2v.g} + R_{2v.q} + R_{2o.g} + R_{2o.q} + N_{0.kok}$$

$$N_{C1.b} = (300 + 450 + 250 + 250 + 200 + 250 + 150 + 200 + 150) \text{ kN} = 2200 \text{ kN}.$$

Edellä esitettyjä periaatteita noudattaen lasketaan pilarin jokaisen kerrosvälin momentit M_{Ed} ja aksiaaliset puristusvoimat N_{Ed} kuormitustapauksilla a ja b . Laskennan tulokset on esitetty taulukossa 1. Laskennassa täytyy huomioida, että pilarin kerrosvälin $C2$ momenttiin vaikuttaa myös ensimmäiseltä kerrostasolta tulevat kuormat M_1 , mutta sen normaali-voimaan N_{C2} lasketaan vain toisen kerrostason kuormat R_2 ja N_0 (TRY/by58 2012).

Taulukko 1. Esimerkipilarin momentit ja aksiaaliset puristusvoimat

Kuormi- tus-tapaus	$M_{C1.bot}$ [kNm]	$M_{C1.top}$ [kNm]	N_{C1} [kN]	$M_{C2.bot}$ [kNm]	$M_{C2.top}$ [kNm]	N_{C2} [kN]
a	-33,9	67,9	1500	-75	75	675
b	-14,3	28,6	2200	-33,9	25	875

3. KESTÄVYYDEN LASKENTA MURTORAJATILASSA

Eurokoodin (SFS-EN 1990 2006) mukaan kaikki ihmisen turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat tulee luokitella murtorajatiloiksi. Murtorajatilalla haetaan sen nimen mukaisesti rakenteen kestävyysraja-arvoa. Standardi EN 1994-1-1 esittelee liittorakenteiden murtorajatilamitoituksen perusteet. Liittopilarien ja puristettujen rakenteiden murtorajatilamitoitus on esitetty EN 1994-1-1 kappaleessa 6.7 (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 52–66).

Liittopilarien rakennelaskennan perusteet on esitetty tämän diplomityön luvussa 2. Näitä periaatteita noudattaen tässä luvussa siirrytään liittopilarien murtorajatilamitoitukseen. Tässä diplomityössä murtorajatilamitoituksen perustana on Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) esittämä yksinkertainen suunnittelumenetelmä murtorajatilassa, sekä by58 (TRY/by58 2012) huomiot liittyen Eurokoodin ohjeistukseen.

3.1 Laskennan lähtöarvot

Tässä diplomityössä kestävyyslaskennan varmuutta korotetaan osavarmuuslukumenetelmän avulla. Eurokoodin mukainen osavarmuuslukumenetelmä on esitetty standardissa EN 1990 (SFS-EN 1990 2006). Voidaan yleisesti mainita, että kyseisessä menetelmässä rakenteeseen vaikuttavia kuormituksia kasvatetaan ja materiaalien kestävyysalennetaan osavarmuuslukujen avulla.

Kuormien osavarmuusluvut riippuvat kuorman ja rakenteen tyypistä: konserttitiloissa ja varastorakennuksissa on erilaiset kuormien osavarmuusluvut, kuten myös tuulella ja lumella. Materiaalien osavarmuusluvut riippuvat materiaalista itsestään, sekä kokonaisrakenteesta. Myös eri rajatiloilla on erilaiset osavarmuusluvut: palotilanteessa sallitaan pienemmät osavarmuuskertoimet kuin murtorajatilassa. Murtorajatilassa kuormien osavarmuusluvut ja kuormitusyhdistelyt on esitetty luvussa 3.1.1. Materiaalien osavarmuuslukumenetelmän perusteet murtorajatilassa on esitetty luvussa 3.1.2.

3.1.1 Kuormitusyhdistelyt

Rakenteiden murtokestävyys lasketaan murtorajatilassa kuormien avulla. Eri murtorajatilat esitetään Eurokoodissa EN 1990 (SFS-EN 1990 2006). Murtorajatilat voidaan jakaa neljään eri osaan (Narayanan & et al. 2009):

1. EQU:n kuormien avulla tarkastellaan rakenteen tasapainon menetystä.

2. STR:n kuormien avulla tarkastellaan kantavan rakenteen tai rakenneosan murtumista tai huomattavaa muodonmuutosta, joka johtaa kantokyvyn menetykseen.
3. GEO:n kuormien avulla tarkastellaan maaperän huomattavasta muodonmuutoksesta aiheutuvaa murtumista.
4. FAT:n kuormien avulla tarkastellaan kantavan rakenteen tai rakenneosan väsymismurtumista.

Standardissa EN 1990 esitetään eri murtorajatiloissa käytettävät kuormitusyhdistelmät (Narayanan & et al. 2009). Tässä tutkimuksessa tarkastellaan murtorajatiloista vain STR-murtorajatilaa.

EN 1990 liitteen A taulukon A1.2 ja Suomen kansallisen liitteen valinnan mukaan (SFS-EN 1990 2006, s. 90; SFS-EN 1990 NA 2016, s. 5) STR-murtorajatilan kuormitusyhdistelmät voidaan laskea epäedullisempaan kaavoista

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (3.1)$$

missä \sum tarkoittaa suureiden yhdistettyä vaikutusta, ξ on epäedullisten pysyvien kuormien G pienennyskerroin. Epäedullisten muuttuvien kuormien Q yhdistelykerrointa merkitään kirjaimella ψ . Sekä pysyvien että muuttuvien kuormien osavarmuuskertointa merkitään kirjaimella γ . Merkkien alaindeksit yksilöivät tarkasteltavan kuorman: alaindeksi *sup* tarkoittaa rakenteelle epäedullista kuormaa ja *inf* rakenteelle edullista kuormaa.

Kuormien pienennyskertoimet ξ , osavarmuuskertoimet γ ja yhdistelykertoimet ψ on määriteltä Suomen kansallisessa liitteessä SFS-EN 1990 NA (SFS-EN 1990 NA 2016). Kun kaavassa (3.1) huomioidaan Suomen kansallisen liitteen valinnat, voidaan kuormitusyhdistelyt määrittää uudelleen kaavaksi

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} 1,35 K_{fi} G_{k,j,sup} + 0,9 G_{k,j,inf} \\ \sum_{j \geq 1} 1,15 K_{fi} G_{k,j,sup} + 0,9 G_{k,j,inf} + 1,5 K_{fi} Q_{k,1} + 1,5 K_{fi} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (3.2)$$

missä K_{fi} on rakennuksen ja rakenteen luotettavuusluokasta RC1–RC3 riippuva kerroin. Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC1–CC3 (SFS-EN 1990 NA 2016). Kertoimen K_{fi} arvot luotettavuus- ja seuraamusluokan suhteen on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Kertoimen K_{fi} valinta luotettavuusluokan suhteen.

Luotettavuusluokka	Seuraamusluokka	Seuraamusluokan kuvaus	K_{fi}
RC3	CC3	Suuret seuraamukset hengenmenetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1,1
RC2	CC2	Keskisuuret seuraamukset hengenmenetysten tai ympäristövahinkojen takia	1
RC1	CC1	Vähäiset seuraamukset hengenmenetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	0,9

Rakennuksen ja rakenteen kuormat voidaan määrittää Eurokoodi EN 1991 avulla. Kyseinen standardi on jaettu 7 eri osaan (Narayanan & et al. 2009):

1. EN 1991-1-1: Tilavuuspainot, oma paino ja rakennuksen hyötykuormat
2. EN 1991-1-2: Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset
3. EN 1991-1-3: Lumikuormat
4. EN 1991-1-4: Tuulikuormat
5. EN 1991-1-5: Lämpötilakuormat
6. EN 1991-1-6: Toteuttamisen aikaiset kuormat
7. EN 1991-1-7: Onnettomuuskuormat.

Muuttuvan kuorman yhdistelykertoimen ψ arvo riippuu rakenteeseen kohdistuvan kuormituksen luonteesta. Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Yhdistelykertoimien arvot muuttuvien kuormien mukaisesti (SFS-EN 1990 NA 2016).

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6 ^{**})
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} \leq \text{ajoneuvon paino} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3 ^{**})
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{***})	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoa, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ^{**}) Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ^{***}) Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia			

Näin ollen eurokoodien sekä kansallisten liitteiden avulla (SFS-EN 1991-1-1 2002; SFS-EN 1990 2006; SFS-EN 1990 NA 2016) voidaan määrittää rakenteelle STR -rajatilan mukaisia kuormitusyhdistelmiä. Kuormitusyhdistelmistä valitaan tarkasteltavalle poikki-leikkaukselle pahin kuormitustaso. On syytä huomata, ettei yksi kuormitusyhdistelmä

välttämättä riittää tutkimaan koko rakenteen kestävyyttä. Esimerkiksi yksi kuormitusyhdistelmä voi aiheuttaa jatkuvan palkin tapauksessa suurimman taivutusmomentin, mutta toinen yhdistelmä voi aiheuttaa rakenteelle suurimman leikkausvoiman. Molemmat näistä tapauksista täytyy tutkia rakenteen kestävyuden varmistamiseksi.

3.1.2 Materiaalien mitoitusarvot

Eurokoodin mukaisessa laskennassa materiaalin mitoitusarvo X_d määritetään osavarmuuslukumenetelmän avulla. Eurokoodin (SFS-EN 1990 2006) kohdan 6.3.3 mukaan materiaalien mitoitusarvot voidaan ilmaista yleisessä muodossa kaavan

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.3)$$

mukaisesti, missä X_k on materiaaliominaisuuden ominaisarvo. Materiaaliominaisuuden osavarmuusluku merkitään symbolilla γ_m , ja sen avulla otetaan huomioon materiaali- tai tuoteominaisuuden mahdollisuus poiketa epäedulliseen suuntaan ominaisarvostaan. Muunnoskerroimen keskiarvoa merkitään symbolilla η . Sen avulla otetaan huomioon muun muassa koko- ja mittakaavavaikutukset sekä kosteuden ja lämpötilan vaikutukset.

Tietyissä tapauksissa muunnoskerroin η on implisiittisesti huomioitu materiaalin ominaisarvossa tai se on sisällytetty osavarmuuslukuun γ_m , jota käytetään osavarmuusluvun γ_m sijasta (SFS-EN 1990 2006, s. 74).

Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) luvussa 3 mainitaan, että liittorakenteissa betonin ja betoniteräksen materiaaliominaisuuksien ominaisarvot saadaan standardin (SFS-EN 1992-1-1 2015) kohdista 3.1 ja 3.2. Rakenneteräksen materiaaliominaisuuksien ominaisarvot on esitetty puolestaan teräseurokoodin (SFS-EN 1993-1-1 2005) kohdissa 3.1 ja 3.2.

Tarkasteltaessa betonin puristuskestävyyttä, kaavan (3.5) muunnoskerroimen keskiarvoa η merkitään tunnuksella α_{cc} . Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaan kertoimen α_{cc} arvo riippuu käytetystä liittopilarityypistä. Putkipilareissa $\alpha_{cc} = 1$ ja muissa tyypeissä $\alpha_{cc} = 0,85$. Betoniteräkselle ja rakenneteräkselle ei ole määritetty muunnoskerroimen keskiarvoa.

Putkiliittopilareissa käytettävät betonin, raudoituksen ja rakenneteräksen osavarmuusluvut ovat EN 1992-1-1 ja EN 1993-1-1 mukaiset (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 21). Standardin EN 1992-1-1 kohdan 2.4.2.4 ja EN 1993-1-1 kohdan 6.1 perusteella käytettävät osavarmuusluvut ovat:

- Betoni: $\gamma_c = 1,5$
- Raudoitus: $\gamma_s = 1,15$
- Rakenneteräs: $\gamma_a = \gamma_{M0} = 1$.

3.1.3 Alkukäyryys

Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaan liittopilarilla on aina valmistuksesta joh-
tuvaa alkukäyryyttä. Ilmiöstä käytetään myös termiä alkuepäkeskisyyys, mutta alku-
käyryys kuvaa ilmiötä paremmin, sillä kyseisen epäkeskisyyden arvo e_0 on suurimmillaan
pilarin tukivälin keskellä ja nolla pilarin päissä. Alkukäyryydestä aiheutuva maksimi-
momentin arvo pilarin keskellä on

$$M_{0.Ed} = N_{Ed}e_0. \quad (3.4)$$

Alkukäyryyden ajatellaan aiheutuvan betoniosan raudoituksen aseman vaihtelusta pilarin
pituuden suhteen. Näin ollen putkiliittopilarin laskennallinen alkukäyryys voidaan mää-
rittää raudoitussuhteen ρ_s (luku 2.1.2) avulla standardin EN 1994-1-1 taulukosta 6.5 (SFS-
EN 1994-1-1 2005, s. 60):

- $e_0 = L/300$, kun $\rho_s \leq 3 \%$
- $e_0 = L/200$, kun $3 \% < \rho_s \leq 6 \%$.

3.2 Plastinen puristuskestävyys

Pyöreän liittopilarin plastisen puristuskestävyyden laskenta on esitetty luvussa 2.1.3 kaa-
valla (2.4). Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaan murtorajatilan plastisen puris-
tuskestävyyden $N_{pl.Rd}$ laskennassa täytyy käyttää luvussa 3.1 esitettyjä laskennan lähtöar-
voja.

Teräsputkiprofiili estää sen sisällä olevan betonin laajenemisen puristuksessa. Tämä il-
miö tuottaa betoniin sulkemisvaikutuksen, joka nostaa EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.2 mu-
kaan betonin lujuutta (SFS-EN 1994-1-1 2005). Ilmiön huomioon ottava, plastisuusteori-
an mukainen puristuskestävyys voidaan laskea kaavalla

$$N_{pl.Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (3.5)$$

missä η_a ja η_c ovat korjauskertoimia, jotka riippuvat rakenteen suhteellisesta hoikkuudesta
 $\bar{\lambda}$ sekä kuorman epäkeskisyyden e ja putkiprofiilin halkaisijan D suhteesta e/D . Menetel-
män ehtona on, että muunnettu hoikkuus $\bar{\lambda} \leq 0,5$ ja suhde $e/D \leq 0,1$. Muutoin plastinen
puristuskestävyys lasketaan kaavalla (2.4).

Jos liittopilari on keskeisesti kuormitettu ($e = 0$) kertoimien arvot $\eta_a = \eta_{a0}$ ja $\eta_c = \eta_{c0}$
lasketaan kaavoilla

$$\eta_{ao} = 0,25 (3 + 2\bar{\lambda}), \text{ kuitenkin } \eta_{ao} \leq 1 \quad (3.6)$$

ja

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \text{ kuitenkin } \eta_{co} \geq 0. \quad (3.7)$$

Kun epäkeskisyydestä e johtuva suhde on välillä $0 \leq e/D \leq 0,1$, lasketaan arvot η_a ja η_c kaavoilla

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) \left(10 \frac{e}{D}\right) \quad (3.8)$$

ja

$$\eta_c = \eta_{co} \left(1 - 10 \frac{e}{D}\right). \quad (3.9)$$

3.3 Keskeisesti kuormitetun pilarin nurjahduskestävyys

Soveltaen standardin EN 1994-1-1 kohtaa 6.7.3.5 (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 58), liitto-pilarin nurjahduskestävyys lasketaan kaavalla

$$N_{Rd,a} = \chi N_{pl,Rd}, \quad (3.10)$$

missä χ on standardin EN 1993-1-1 kohdan 6.3.1.2 (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 61) mukainen asianomaista nurjahdusmuotoa vastaava pienennyskerroin ja $N_{pl,Rd}$ on luvun 3.2 mukainen plastinen puristuskestävyys (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 58). Nurjahduskestävyys lasketaan siis analogisesti samalla tavoin liitto- ja teräspilareille.

Todellisuudessa mikään pilari ei ole täysin keskeisesti puristettu. Rakenteen valmistuksesta johtuvat epätarkkuudet aiheuttavat pilariin aina myös taivutusrasitusta. Näin ollen nurjahdusmitoituksessa myös toisen kertaluvun vaikutukset ovat läsnä. Kaikki nämä vaikutukset voidaan kuitenkin ajatella sisältyvän standardin EN 1993-1-1 kohdan 6.3.1.2 (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 61) mukaisessa puristuskestävyyden pienennyskertoimessa χ . (Peltomaa 2008, s. 115; TRY/by58 2012, s. 203) Pienennyskertoimen arvo lasketaan kaavalla

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ kun } \chi \leq 1, \quad (3.11)$$

jonka laskennassa tarvitaan kerrointa Φ , joka riippuu suhteellisesta hoikkeudesta $\bar{\lambda}$. Suhteellinen hoikkeus lasketaan kaavalla

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (3.12)$$

missä N_{cr} on luvun 2.1.6 mukainen kriittinen nurjahduskuorma ja $N_{pl.Rk}$ on luvun 3.2 mukainen plastinen puristuskestävyys laskettuna rakenteiden ominaislujuuksilla ilman materiaaliosavarmuuskertoimia (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 57). Eurokoodin yksinkertaisen suunnittelumenetelmän ehtona on, että rakenteen suhteellinen hoikkuus on $\bar{\lambda} \leq 2$. Käytännössä muunnettu hoikkuus on yleensä paljon pienempi kuin annettu raja-arvo, jotta rakenteen kestävyudessa ei tule muita ongelmia (TRY/by58 2012, s. 203).

Kerroin Φ lasketaan kaavalla

$$\Phi = \frac{1}{2} (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2), \quad (3.13)$$

jossa α on standardin EN 1993-1-1 taulukon 6.1 (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 62) mukainen epätarkkuustekijä, joka riippuu pilarin nurjahduskäyrästä. Putkiliittopilareille nurjahduskäyrä ja epätarkkuustekijä valitaan raudoitussuhteen ρ_s avulla taulukosta 4 (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 60). Eurokoodin nurjahduskäyrät pyrkivät kuvaamaan rakenteen todellista nurjahduskäyttäytymistä suhteessa Eulerin ideaalikimmoiseen nurjahduskestävyyteen.

Taulukko 4. Epätarkkuustekijän valinta raudoitussuhteen mukaisesti (SFS-EN 1993-1-1 2005; SFS-EN 1994-1-1 2005).

Raja-arvot	Nurjahduskäyrä	Epätarkkuustekijä α
$\rho_s \leq 3 \%$	a	0,21
$3 \% \leq \rho_s \leq 6 \%$	b	0,34

3.4 Yhdistetty puristus- ja taivutuskestävyys

Standardin EN 1994-1-1 murtorajatilan mukainen yhdistetyn puristus- ja taivutuskestävyyden laskentaperiaate on esitetty luvussa 2.1.8. Laskenta perustuu rakenteen kriittisimmän poikkileikkauksen etsimiseen ja sen kestävyuden varmistamiseen. Kyseisen poikkileikkauksen kestävyyslaskennassa käytetään luvun 3.1 mukaisia kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimia.

Yhdistetyn puristus- ja taivutuskestävyyden tarkastelu yleensä määrittää rakenteen poikkileikkauksen. Yhteisvaikutuskuvaajan (kuva 4) pisteiden A–C–B määrittämää kestävyysrajaa voidaan tarkastella myös laskennallisesti. Yhteisvaikutuskestävyyden laskennallinen kestävyys on esitetty luvussa 3.4.1.

Pilarissa oleva momentti M_{Ed} aiheuttaa rakenteelle taipumaa. Tällöin keskeiselle normaallivoimalle N_{Ed} syntyy epäkeskisyyttä e , mikä lisää rakenteeseen vaikuttavaa momenttia $M_{Ed.II.add} = N_{Ed}e$. Tätä momentin lisäystä kuvataan termillä toisen kertaluvun momentti, jonka huomioiminen Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaisella menetelmällä on esitetty luvussa 3.4.2.

3.4.1 Yhteisvaikutuskuvaajan laskennallinen tarkastelu

Yhteisvaikutuskuvaajan (kuva 4) kestävyysrajaa A–C–B voidaan analysoida laskennallisesti by58 mukaan (TRY/by58 2012, s. 203–208). Kyseinen menetelmä perustuu standardiin EN 1994-1-1 (SFS-EN 1994-1-1 2005).

Ennen kestävyysehdon kaavan tarkastelua yhteisvaikutuskuvaajasta muokataan suhteellinen muoto, joka rajautuu pisteisiin A–C–B (TRY/by58 2012). Suhteellisessa koordinaatistossa μ -akselilla on rakenteeseen vaikuttavan momentin M arvo suhteessa plastiseen taivutuskestävyyteen $M_{pl.Rd}$: $\mu = \frac{M}{M_{pl.Rd}}$. Koordinaatiston χ -akselin muodostaa pilariin vaikuttavan normaalivoiman N suhde plastiseen puristuskestävyyteen $N_{pl.Rd}$: $\chi = \frac{N}{N_{pl.Rd}}$. Tämän perusteella voidaan merkitä aksiaaliselle puristusvoimalle suhteellinen arvo

$$\chi_d = \frac{N_{Ed}}{N_{pl}}. \quad (3.14)$$

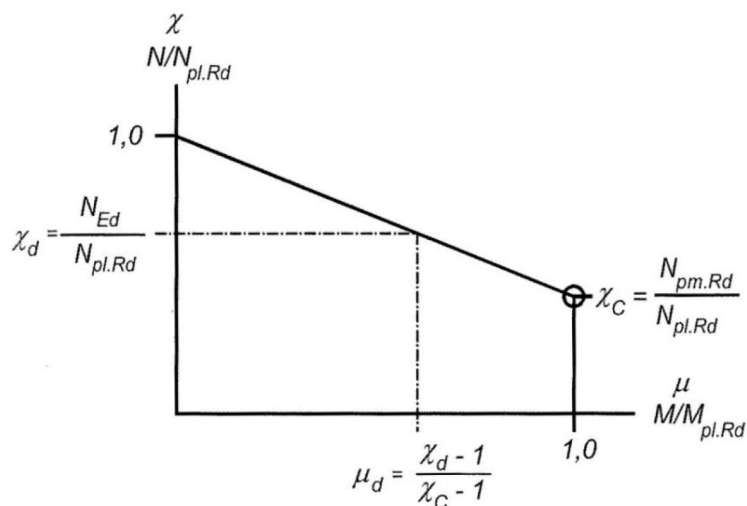
Aksiaalisen puristusvoiman arvoa χ_d vastaava suhteellisen momentin arvo μ_d vaaka-akselilla saadaan kaavalla

$$\mu_d = \frac{\chi_d - 1}{\chi_C - 1} \leq 1, \quad (3.15)$$

kun yhteisvaikutuskuvaajan pisteen C (kuva 4) suhteellinen arvo χ_C on

$$\chi_C = \frac{N_{pm.Rd}}{N_{pl.Rd}}. \quad (3.16)$$

Yhteisvaikutuskuvaajan suhteellinen muoto on esitetty kuvassa 10.



Kuva 10. Suhteellinen yhteisvaikutuskuvaaja (TRY/by58 2012, s. 207)

Tämän perusteella rakenteelle voidaan nyt määrittää laskennallinen yhteisvaikutuskestävyyden mitoitusehto Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) kohdan 6.7.3.6 mukaisesti,

kun normaalivoimaa N_{Ed} vastaavaa nimellistä taivutuskestävyyttä merkitään tunnuksella $M_{pl.N.Rd}$:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.N.Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl.Rd}} \leq \alpha_M. \quad (3.17)$$

Kestävyysehdon kaavassa (3.17) luku α_M riippuu liittopilarissa käytetystä rakenneteräslajista (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 59):

- $\alpha_M = 0,9$, kun teräslaji on S235...S355
- $\alpha_M = 0,8$, kun teräslaji on S420...S460.

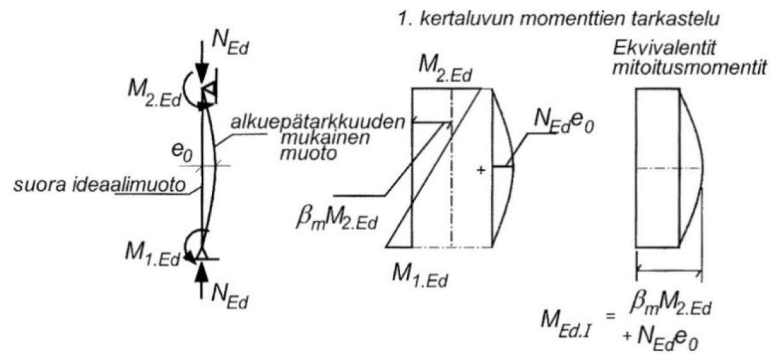
Luvulla α_M kompensoidaan luvussa 2.1.8 esitettyä epävarmalla puolella olevaa oletusta, jonka mukaan jäykkäplastisessa analyysissä poikkileikkaus plastisoituu täydellisesti neutraaliakseliin saakka. Oletukseen sisältyvä virhe on entistä merkittävämpi korkealujuusteräksillä, joiden korkeampi myötövenymän suuruus lisää epävarmuutta rakenteen täydellisen myötöämisen oletuksesta. (Peltomaa 2008, s. 118)

3.4.2 Toisen kertaluvun huomioiminen

Tässä luvussa esitetään by58 (TRY/by58 2012) menetelmä eurokoodien mukaiseen toisen kertaluvun arviointiin. Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 58–59) mukaisessa toisen kertaluvun arvioinnissa pilariin vaikuttavaa taivutusmomenttia täytyy muokata siten, että se on yhtä suuri jokaisessa pilarin pisteessä. Pilarin momentin taseus tehdään momentin ekvivalentilla kertoimella β , ja se voidaan laskea Eurokoodista soveltaen kaavalla

$$\beta = 0,66 + 0,44 \left(\frac{M_{1.Ed}}{M_{2.Ed}} \right), \text{ kun } -1 \leq \frac{M_{1.Ed}}{M_{2.Ed}} \leq 1 \text{ ja } \beta \geq 0,44, \quad (3.18)$$

kun pilarin itseisarvoltaan pienempää päätemomenttia merkitään tunnuksella M_1 ja suurempaa merkitään tunnuksella M_2 . Kuvassa 11 on esitetty ekvivalentin momentin kertomien toimintaperiaate, kun rakenteeseen vaikuttaa lineaarisen tarkastelun momenttien lisäksi luvussa 3.1.3 esitetty alkukäyryys $N_{Ed\theta}$. (TRY/by58 2012)



Kuva 11. Ekvivalentin momentin periaate (TRY/by58 2012, s. 205).

Kuten kuvasta 11 voidaan todeta, alkukäyryyden vaikutusta ei kerrota ekvivalentin momentin kertoimella β . Tämä johtuu siitä, että alkukäyryys $N_{Ed}e_0$ ei ole ekvivalentin momentin kertoimesta riippuva (TRY/by58 2012, s. 206).

Ohjekirjan by58 (TRY/by58 2012) mukaan toisen kertaluvun huomioon ottava kerroin k_m lasketaan kaavalla

$$k_m = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}}, \quad (3.19)$$

missä kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma $N_{cr,eff}$ lasketaan kaavalla (2.11), mutta rakenteen jäykkyytenä käytetään kaavan (2.10) arvoa. Näin ollen kaavojen (3.18) ja (3.19) avulla voidaan kirjoittaa toisen kertaluvun huomioivan momentin lauseke, kun kuormien suuruudet ja merkinnät vastaavat kuvan 11 tapausta (TRY/by58 2012):

$$M_{Ed,II} = M_{2.Ed} \beta k_m + N_{Ed} e_0 k_m. \quad (3.20)$$

Koska toisen kertaluvun vaikutukset eivät voi olla rakenteen kestävyyttä parantavia, rakenteen lopullinen mitoitusmomentti on

$$M_{Ed,max} = \max(M_{Ed,II}; M_{2.Ed}), \quad (3.21)$$

kun $M_{2.Ed}$ on lineaarisen tarkastelun perusteella itseisarvoltaan suurin momentti.

Täytyy kuitenkin huomata, että EN 1994-1-1 kohdassa 6.7.3.4(5) toisen kertaluvun huomioon ottava kerroin k_m esitetään yhdistettynä ekvivalentin momentin kertoimen β kanssa $k = k_m \beta$. Kun pilarin mitoitusmomentti M_{Ed} on summatermi, se voi sisältää useampia ensimmäisen kertaluvun momenteja, joihin liittyy erilaiset ekvivalentin momentin kertoimet β . (TRY/by58 2012, s. 118) Eurokoodin merkintätavasta johtuen EN 1994-1-1 kohta 6.7.3.4 (5) (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 58) on monitulkintainen ja voi aiheuttaa vääriä laskentatuloksia.

Standardin (SFS-EN 1994-1-1 2005) kohdan 6.7.3.4(3) mukaan toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon, kun kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman ja mitoituskuorman suhde on

$$\frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \geq 10 \quad (3.22)$$

ja toisen kertaluvun huomioon ottava kerroin lasketaan kaavan (3.19) mukaisesti. Kaavan (3.22) mukainen ehto kuvaa tilannetta missä kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma on niin suuri verrattuna mitoituskuormitukseen, että rakenteelle ei aiheudu toisen kertaluvun momentteja.

3.5 Leikkausvoimakestävyys

Murtorajatilán leikkausvoimakestävyys ei juuri koskaan ole liittopilarilla mitoittava suure. Tämän työn rajauksen vuoksi tarkasteltavat liittopilarit ovat sivusiirtymättömiä, eivätkä osallistu rakennuksen jäykistykseen. Näin ollen rakenteiden leikkausvoimatkaan eivät kasva kovin suuriksi. Kuitenkin jatkuvien monikerrosliittopilarien vaakasuuntaiset tukikuormat aiheuttavat rakenteeseen leikkausvoimaa V_{Ed} , joka täytyy huomioida liittopilarin kestävyyslaskennassa.

Liittopilarin leikkausvoimakestävyys otetaan huomioon EN 1994-1-1 kohdan 6.7.6.2 (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 55–56) mukaisesti taivutuksen ja normaalivoiman yhteisvaikutuskestävyydessä, jos liittopilarin teräsosaan vaikuttavan leikkausvoiman $V_{a.Ed}$ suuruus suhteessa teräsosan plastisen leikkauskestävyyden mitoitusarvoon $V_{pl.Rd}$ on

$$V_{a.Ed} \geq 0.5V_{pl.Rd}. \quad (3.23)$$

Teräsosan plastinen leikkauskestävyys lasketaan standardin EN 1993-1-1 kohdan 6.2.6 (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 54–55) mukaisesti kaavalla

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}, \quad (3.24)$$

kun pyöreiden rakenneputkien leikkauspinta-ala A_v on

$$A_v = \frac{2A_a}{\pi}. \quad (3.25)$$

Käytännön suunnittelutyössä rakenteen poikkileikkaus valitaan yleensä siten, että kaavan 3.23 mukainen mitoitusehto ei toteudu, kun teräsosaan vaikuttaa koko rakenteelle tuleva leikkausvoima $V_{a.Ed} = V_{Ed}$. Näin ollen leikkausta ei tarvitse huomioida yhteisvaikutuskäyrässä, ja leikkausvoimasta ei aiheudu muita ongelmia pilarin kestävyysmitoituksessa.

3.6 Johtopäätökset

Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) yksinkertainen suunnittelumenetelmä puristetuille rakenneosille antaa kohtalaisen hyvät ohjeet murtorajatilamitoitusta varten. Pelkästään kyseisellä standardilla on kuitenkin hyvin vaikea yrittää laskea rakenteiden kestävyyskäyttäminen ilman muita lähdeaineistoja. Standardin EN 1994-1-1 ja ohjekirjan by58 yhteiskäyttämisen antaa hyvän ymmärryksen monikerrosliittopilarien eurokoodien mukaiselle mitoitukselle, eikä yhdenkään kaavan muuttuja jää epäselväksi.

Luvussa 3.4.2 esitetty eurokoodin mukainen toisen kertaluvun laskentamenetelmän toimivuus ja käytettävyys ovat herättäneet suunnittelualalla keskustelua. Toisen kertaluvun huomioimiseen on esitetty myös muita tapoja. Esimerkiksi Ruukin liittopilari tuoteohjeessa (Rautaruukki Oyj 2008) liittopilarin kuormitusta lisätään asteittain kymmenellä kuormituskierröksellä. Jokaisen kuormituskierröksen jälkeen lasketaan rakenteen taipuma rakenteen jäykkyyden suhteen. Taipuma aiheuttaa lisämomenttia, joka lisätään alkuperäiseen kuormitukseen.

Ruukin laskentamenetelmä on ollut Suomessa pitkään käytössä ja se on helposti omaksettavissa lujuusopin peruseriaatteita noudattaen. Eurokoodissa kerroin k (luku 3.4.2) pyrkii ottamaan huomioon saman asian, mutta sen taustalla oleva teoria on vaikea hahmottaa ilman tarkempaa perehtymistä. Tämän vuoksi luvun 3.4.2 mukainen toisen kertaluvun huomioiminen koetaan epäluotettavaksi.

Tämän diplomityön luvussa 6 pyritään selvittämään Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005), Ruukin (Rautaruukki Oyj 2008) ja muiden suunnittelumenetelmien välisiä eroja laskennallisten kestävyyskäyttäminen kannalta. Luvussa 6.3 vertaillaan Ruukin ja Eurokoodin mitoitusmenetelmien (SFS-EN 1994-1-1 2005; Rautaruukki Oyj 2008) toisen kertaluvun momentin tuloksia. Vertailun avulla pyritään havainnollistamaan Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaista toisen kertaluvun luotettavuustasoa.

4. KESTÄVYYDEN LASKENTA PALOTILAN- TEESSA

Suomen kansallinen liite standardiin EN 1994-1-2 päivitettiin vuoden 2016 lopussa (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016). Kansallisen liitteen liitteenä julkaistiin putkiliittopilarien palomitoitukseen uusi yksinkertainen suunnittelumenetelmä NCCI 1 standardiin SFS-EN 1994-1-2: Betonilla täytettyjen putkiliittopilarien mitoitus palotilanteessa. Tämän diplomityön rajauksen mukaisesti työssä keskitytään vain kyseisen ohjeen yksinkertaiseen mitoitusmenetelmään. Mitoitusmenetelmän käytön rajoitukset on esitetty luvussa 1.2.

Palomitoituksen perustana on määrittää rakenteen kestävyys tietylle palonkestovaatimukselle. Rakennusosien palonkestovaatimuksia kuvataan seuraavilla merkinnöillä (E1 2011, s. 5):

- kantavuus R
- tiiviys E
- tiiviys ja eristävyys EI.

Palonkestävyysluokan merkintöjen jälkeen ilmoitetaan palonkestävyysaika minuutteina yhdellä seuraavista luvuista: 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 tai 240. Esimerkiksi pilarin palonkestävyysluokka voi olla R120. (E1 2011) Palonkestoajan merkintä viittaa yleisesti standardipalokäyrän (SFS-EN 1991-1-2 2003, s. 40) mukaiseen palonkehitykseen. Myös Suomen kansallisen liitteen paloaikaan liittyvät merkinnät perustuvat standardipalokäyrään (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

Rakennusosan palonkestoluokan ja -ajan valinta määräytyy rakennuksen paloluokkien P1–P3 mukaan. Paloluokat voivat esimerkiksi rajoittaa rakennuksen kerroslukua, korkeutta ja kerrosalaa. (E1 2011) Rakennusmääräyskokoelman mukaiset paloluokat on esitetty taulukossa 5.

Taulukko 5. Rakennuksen paloluokat ja vaatimukset (E1 2011, s. 10).

Rakennuksen paloluokka	Vaatimukset ja rajaukset
P1	Rakenteiden oletetaan pääsääntöisesti kestävän palossa sortumatta. Rakennuksen kokoa ja henkilömäärää ei ole rajoitettu.
P2	Rakenteiden vaatimukset voivat olla paloteknisesti P1 luokan tasoa matalampia. Riittävä turvallisuustaso saavutetaan asettamalla vaatimuksia erityisesti pintaosien ominaisuuksille ja paloturvallisuutta parantaville laitteille. Lisäksi rakennuksen kokoa ja henkilömääriä on rajoitettu käytöstavasta riippuen.
P3	Rakenteille ei aseteta erityisvaatimuksia palonkestävyyden suhteen. Riittävä turvallisuustaso saavutetaan rakennuksen kokoa ja henkilömääriä rajoittamalla käytöstavasta riippuen.

Liittopilarien mitoituksessa tärkeimpänä palonkestovaatimuksena on kantavuus R eikä muita vaatimuksia yleensä anneta. Tässä diplomityössä käsitellään vain putkiliittopilarien yleisimpiä palonkestovaatimuksia: R30, R60, R90 ja R120. On olemassa menetelmiä, joiden avulla putkiliittopilarien palonkesto voi olla jopa R180. Näistä menetelmistä on tehty muun muassa Tampereen teknillisessä yliopistossa diplomityö: Teräsbetoni- ja liittopilarin palomitoitus R180 luokkaan eurokoodin mukaisesti (Juvonen 2013). Tässä tutkimuksessa palonkestävyyttä arvioidaan kuitenkin vain palosuojaamattomille liittopilarille.

Palomitoituksessa rakenteiden ja kuormitusten osavarmuuskertoimet eivät ole yhtä konservatiivisia kuin lukujen 3.1.1 ja 3.1.2 murtorajatilamitoituksessa. Tämä voidaan ajatella johtuvan siitä, että palotilanne ei ole yhtä pitkäaikainen tilanne kuin murto- ja käyttöraja-tilat.

4.1 Kuormitukset

Palomitoituksessa rakenteen kuormitusten ominaisarvot määritetään samalla tavoin kuin muissa rajatiloissa (SFS-EN 1990 2006). Standardin EN 1994-1-2 kohdan 2.4.2 (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 24) mukaan normaalilämpötila- ja palomitoituksen kuormien välillä on analoginen yhteys

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d, \quad (4.1)$$

missä $E_{fi,d}$ on palotilanteen mitoituksukuorma ja E_d normaalilämpötilamitoituksessa saatu voimasuureen mitoitusarvo, joka määritetään STR-murtorajatilassa kaavoilla (3.1) tai (3.2). Kun onnettomuustilanteen epäsuoria vaikutuksia ei huomioida, normaalilämpötilamitoituksen voimasuureen E_d pienennyskerroin η_{fi} voidaan laskea epäedullisempaa kaavoista

$$\left\{ \begin{aligned} \eta_{fi} &= \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf} + \psi_{fi} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}} \\ \eta_{fi} &= \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf} + \psi_{fi} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}} \end{aligned} \right. \quad (4.2)$$

Kaavassa (4.2) ψ_{fi} on palotilanteen yhdistelykerroin, jonka arvona käytetään joko tavalisten muuttuvien kuormien yhdistelykertoimen arvoa $\psi_{1,1}$ tai pitkäaikaisten muuttuvien kuormien yhdistelykertoimen arvoa $\psi_{2,1}$ standardin EN 1991-1-2 kohdan 4.3.1(2) mukaisesti (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 25). Kun kaavassa (4.2) huomioidaan Suomen kansallisen liitteen (SFS-EN 1990 NA 2016) mukaiset valinnat, voidaan kertoimen η_{fi} arvo laskea yhtälöparilla

$$\left\{ \begin{aligned} \eta_{fi} &= \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf} + \psi_{fi} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} 1,35 K_{fi} G_{k,j,sup} + 0,9 G_{k,j,inf}} \\ \eta_{fi} &= \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf} + \psi_{fi} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} 1,15 K_{fi} G_{k,j,sup} + 0,9 G_{k,j,inf} + 1,5 K_{fi} Q_{k,1} + 1,5 K_{fi} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}} \end{aligned} \right. \quad (4.3)$$

Kaavaa (4.1) noudattaen voidaan ratkaista palotilanteessa käytettävien kuormitusten mitoitusarvot. Esimerkiksi palotilanteessa käytettävä mitoitusmomentti lasketaan murtorajatilanteen mitoitusmomentista $M_{fi.Ed} = \eta_{fi} M_{Ed}$.

Kaavan (4.1) mukaisen menetelmän kuormituslaskennassa ei huomioida pilarin jäykkyyden muutosta palossa (TRY/by58 2012, s. 300). Lukuisissa tutkimuksissa todetaan, että jatkuvan kehäliittopilarin jäykkyyden muutos palossa muuttaa rakenteen momenttijakaamaa (TRY/by58 2012, s. 297–304). Jakauma muuttuu siten, että palossa olevan pilarin kerrosvälin momentti pienenee. Tämän perusteella joissain tilanteissa normaalilämpötilassa epäkeskisesti kuormitettu pilarin kerrosväli muuttuu palotilassa keskeisesti kuormitetuksi (TRY/by58 2012, s. 297–304). Tutkimukset siis osoittavat, että standardin EN 1994-1-2 oletus kuormien muuttumattomuudesta palon aikana ei ole ehdoitta oikea, mutta se on kuitenkin kaikissa tapauksissa enemmän tai vähemmän varmalla puolella (TRY/by58 2012, s. 301).

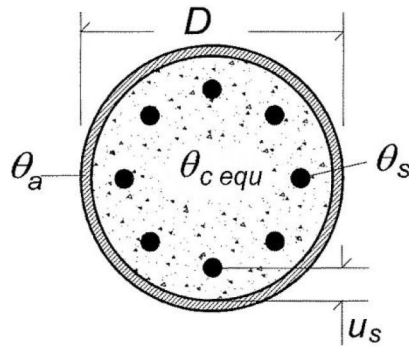
Palotilanteen jäykkyyden muutoksen hyödyntäminen kuormituslaskennassa vaatii suunnittelijalta suurta ymmärrystä palon kehityksestä ja rakenteiden ominaisuuksien muutoksesta. Rakenteen taivutusmomentin arvioiminen jäykkyyden funktiona täytyisi tehdä koko paloajalle, koska materiaaliominaisuudet heikkenevät palon lämpötilan funktiona. Tämän vuoksi tässä diplomityössä jäykkyyden muutosta palotilanteessa ei oteta huomioon momentin redusoinnissa, mutta kyseistä muutosta hyödynnetään palotilanteen nurjahduspituuden laskennassa. Tällöin liittopilarin palonkestävyyden arvioinnissa ollaan standardin EN 1994-1-2 oletuksen mukaisesti varmalla puolella (TRY/by58 2012).

4.2 Mitoituslämpötilat ja heikennyskertoimet

Suomen kansallisen liitteen mitoitusmenetelmä perustuu pilarin materiaaliosien, teräsprofiilin, betoniosan ja rauditusosan mitoituslämpötilojen θ käyttöön (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016). Kyseinen mitoitusmenetelmä esittelee standardipalokäyrän mukaiset lämpötilat putkiliittopilarin rakenneosille. Lämpötilat ovat samat kuin by58 luvussa 5.4.2 (TRY/by58 2012).

Betoniosan lämpötilat muuttuvat rakenteen syvyyden funktiona. Tästä johtuen sille annetaan tässä menetelmässä ekvivalentti lämpötila $\theta_{c,eq}$, jonka avulla betoniosan mekaaniset ominaisuudet määritetään. Muilla rakenneosilla keskimääräiset lämpötilat ovat oletusarvoisesti vakioita koko materiaalin poikkileikkausalueella, joten niille ei tarvitse määrittää ekvivalenttia lämpötilaa. (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016)

Mitoituslämpötilojen perusteella rakenteille määritetään mekaanisten ominaisuuksien pienennyskertoimet k_θ sekä sovituskertoimet φ_θ (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016). Putkiliittopilarin rakenteiden lämpötilamerkinnot on esitetty kuvassa 12.



Kuva 12. Liittopilarin palotilanteen lämpötilamerkinnot (TRY/by58 2012, s. 308).

Pyöreän putkiprofiilin mitoituslämpötila lasketaan poikkileikkauksen ulkohalkaisijan D funktiona. Standardipalokäyrän mukaiset teräsprofiilin mitoituslämpötilat $\theta_{a,i}$ palonkestajoiille $i = 30, 60, 90$ ja 120 lasketaan kansallisen liitteen taulukon 1 mukaan (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) lausekkeista

$$\begin{cases} \theta_{a,30}(D) = 620 \text{ °C} + 95 \times \left(\frac{510-D}{370} \right)^{0,8} \text{ °C}, \text{ kun } 135 \leq D \leq 510 \\ \theta_{a,60}(D) = 820 \text{ °C} + 4,18\sqrt{510-D} \text{ °C}, \text{ kun } 165 \leq D \leq 510 \\ \theta_{a,90}(D) = 955 \text{ °C} + 20 \times \left(\frac{510-D}{290} \right)^{1,5} \text{ °C}, \text{ kun } 200 \leq D \leq 510 \\ \theta_{a,120}(D) = 1015 \text{ °C}, \text{ kun } 270 \leq D \leq 510. \end{cases} \quad (4.4)$$

Pyöreissä putkiliittopilareissa betonipoikkileikkauksen ekvivalentti mitoituslämpötila $\theta_{c,eq,i}$ lasketaan teräsputken ulkohalkaisijan D funktiona lausekkeista (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016)

$$\begin{cases} \theta_{c,eq,30}(D) = \frac{11000}{D^{0,64}}, \text{ kun } 135 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq,60}(D) = \frac{16300}{D^{0,66}}, \text{ kun } 165 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq,90}(D) = \frac{13100}{D^{0,58}}, \text{ kun } 200 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq,120}(D) = 1180 - 2,96D + 0,0028D^2, \text{ kun } 220 \leq D \leq 510. \end{cases} \quad (4.5)$$

Putken halkaisija syötetään kaavoihin (4.4) ja (4.5) millimetreinä.

Betonissa olevan raudoitusteräksen palotilanteen mitoituslämpötila riippuu raudoituksen suojabetonipaksuudesta. Taulukossa 6 on esitetty raudoituksen mitoituslämpötilat $\theta_{s,i}$ teräsputken sisäpinnan ja raudoituksen keskiön välisen etäisyyden u_s funktiona.

Taulukko 6. Raudoituksen mitoituslämpötilat pyöreissä liittopilareissa teräsputken sisäpinnan ja raudoituksen keskiön välisen etäisyyden u_s funktiona (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

u_s [mm]	R30 standardipalo					R60 standardipalo				
	Teräsprofiilin halkaisija, D [mm]					Teräsprofiilin halkaisija, D [mm]				
	140	200	250	350	500	140	200	250	350	500
20	370	335	320	310	310	645	570	540	520	520
30	307	260	245	232	232	592	487	455	427	427
40	245	185	170	155	155	540	405	370	335	355
50	217	142	132	120	120	515	357	312	277	270
60	190	100	95	85	85	490	310	255	220	205
80	-	80	65	55	55	-	265	185	140	130
110	-	-	35	35	35	-	-	120	85	75

u_s [mm]	R90 standardipalo					R120 standardipalo				
	Teräsprofiilin halkaisija, D [mm]					Teräsprofiilin halkaisija, D [mm]				
	140	200	250	350	500	140	200	250	350	500
20	815	715	680	650	635	920	820	780	745	715
30	772	645	597	560	537	890	760	705	655	622
40	730	575	515	470	440	860	700	630	565	530
50	710	537	457	407	372	845	660	580	497	462
60	690	500	400	345	305	830	620	530	430	395
80	-	500	330	250	210	-	575	460	335	295
110	-	-	250	150	115	-	-	385	235	190

Standardipalokäyrän mukaisten lämpötilojen määrittämisen jälkeen voidaan rakenteelle selvittää materiaaliominaisuuksien pienennyskertoimet k_θ . Palotilanteen pienennyskertoimet kuuluvat standardin EN 1994-1-2 kohdan 2.3 mukaiseen mitoitusmenettelyyn (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016), jonka mukaan mekaanisten materiaaliominaisuuksien mitoitusarvot palotilanteessa määritetään kaavalla

$$X_{f,i,d} = k_\theta \frac{X_k}{\gamma_{M,f,i}}, \quad (4.6)$$

missä X_k on luvun 3.1.2 mukainen materiaalin ominaisarvo ja $\gamma_{M,f,i}$ on materiaaliominaisuuden osavarmuusluku palotilanteessa. Eurokoodin ohjeistuksen mukaisesti palotilanteen osavarmuusluku $\gamma_{M,f,i}$ betonille, teräkselle ja raudoitukselle on 1 (SFS-EN 1994-1-2 2014). Kaavasta (4.6) voidaan nyt johtaa rakenneteräksen $f_{a,f,i,d}$, betonin $f_{c,f,i,d}$ ja raudoituksen $f_{s,f,i,d}$ palotilanteen mitoituslujuudet:

$$\begin{cases} f_{a.fi.d} = k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M.fi.a}} \\ f_{c.fi.d} = k_{c,\theta} \frac{f_{ck}}{\gamma_{M.fi.c}} \\ f_{s.fi.d} = k_{s,\theta} \frac{f_{sk}}{\gamma_{M.fi.s}} \end{cases} \quad (4.7)$$

Liittopilarin jokaisella rakenneosalla on oma pienennyskerroin eri mekaanisille ominaisuuksille. Pienennyskertoimet perustuvat standardeihin EN 1992-1-2 ja EN 1994-1-2. Suomen kansallisen liitteen teknisessä ohjeessa on koottu yhteen putkiliittopilarien palomitoituksessa tarvittavat pienennyskertoimet. (SFS-EN 1994-1-2 2014; SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) Rakenneteräksen, raudoituksen ja betonin materiaaliominaisuuksien pienennyskertoimet on esitetty taulukoissa 7 ja 8.

Taulukko 7. Teräsmateriaalien mekaanisten ominaisuuksien pienennyskertoimet lämpötilan suhteen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

Lämpötila	Rakenneteräs ja kuumavalssatut raudoitustangot		Kylmämuokatut raudoitustangot	
θ_a, θ_s	$k_{Ea,\theta}, k_{Es,\theta}$	$k_{y,\theta}, k_{s,\theta}$	$k_{Es,\theta}$	$k_{s,\theta}$
20	1	1	1	1
100	1	1	1	1
200	0,9	1	0,87	1
300	0,8	1	0,72	1
400	0,7	1	0,56	0,94
500	0,6	0,78	0,4	0,67
600	0,31	0,47	0,24	0,4
700	0,13	0,23	0,08	0,12
800	0,09	0,11	0,06	0,11
900	0,0675	0,06	0,05	0,08
1000	0,045	0,04	0,03	0,05
1100	0,0225	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0	0
	$k_{Ea,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}, k_{Es,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$ $k_y = \frac{f_{ay,\theta}}{f_y}, k_{s,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sk}}$		$k_{Es,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}, k_{s,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sk}}$	

Taulukko 8. *Betonin materiaaliominaisuuksien pienennyskertoimet lämpötilan suhteen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).*

θ_c	$k_{c,\theta}$	$k_{\varepsilon,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{Ec} = k_{c,\theta}/k_{\varepsilon,\theta}$
20	1	1	1	1
100	1	1,6	1,125	0,625
200	0,95	2,2	1,250	0,432
300	0,85	2,8	1,375	0,304
400	0,75	4	1,500	0,188
500	0,6	6	1,635	0,100
600	0,45	10	1,750	0,045
700	0,3	10	1,875	0,030
800	0,15	10	2,000	0,015
900	0,08	10	2,125	0,008
1000	0,04	10	2,250	0,004
1100	0,01	10	2,375	0,001
1200	0	-	-	0
$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_{ck}}; k_{\varepsilon,\theta} = \frac{\varepsilon_{c1,\theta}}{\varepsilon_{c1}}; E_{c,sec,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} = \frac{k_{c,\theta} f_{ck}}{k_{\varepsilon,\theta} \varepsilon_{c1}} = k_{Ec,\theta} \frac{f_{ck}}{\varepsilon_{c1}}$ $\varepsilon_{c1} = 0,0025$				

4.3 Paloajan tehollinen jäykkyys

Rakenteen palotilanteen jäykkyys lasketaan summaamalla yhteen eri rakenneosien jäykkyydet palotilanteessa Luvun 2.1.5 periaatteita noudattaen. Rakenteiden nimellisiä taivutusjäykkyyksiä korjataan palonkestoajasta riippuvalla sovituskertoimella φ_θ . (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) Rakenneteräsojan palotilanteen nimellinen taivutusjäykkyys lasketaan kaavalla

$$(EI)_{a,\theta} = k_{Ea,\theta} E_a I_a, \quad (4.8)$$

ja raudoitusterästen nimellinen taivutusjäykkyys lasketaan kaavalla

$$(EI)_{s,\theta} = k_{Es,\theta} E_s I_s. \quad (4.9)$$

Betoniosan nimellinen taivutusjäykkyys lasketaan taulukon 8 kaavojen avulla

$$(EI)_{c,\theta} = k_{Ec,\theta} \frac{f_{ck}}{\varepsilon_{c1}} I_c. \quad (4.10)$$

Yhtälöiden (4.8) – (4.10) poikkileikkausosien neliömomentit I lasketaan luvun 2.1.4 perusteella. Materiaalien heikennyskertoimet k_θ saadaan taulukoista 7 ja 8. Liittopoikkileikkauksen kokonaisjäykkyys lasketaan ohjeen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) mukaisesti kaavalla

$$(EI)_{fi,eff} = \varphi_{a,\theta} (EI)_{a,\theta} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{s,\theta} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{c,\theta}. \quad (4.11)$$

Kaavan (4.11) mukaisten sovituskertoimien $\varphi_{a,\theta}$ ja $\varphi_{s,\theta}$ arvot esitetään taulukoissa 9 ja 10. Betoniosan sovituskertoimen arvo on kaikissa tapauksissa $\varphi_{c,\theta} = 1,2$ (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

Taulukko 9. Rakenneteräksen sovituskertoimen $\varphi_{a,\theta}$ arvot putkiprofiilin halkaisijan suhteen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

Standardipalo	Pyöreät putkiprofiilit, ulkohalkaisija D [mm]						
	135	165	200	220	250	273	≥ 323
R30	0,45	0,5	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7
R60	-	0,4	0,5	0,6	0,6	0,65	0,7
R90	-	-	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5
R120	-	-	0,3	0,3	0,3	0,35	0,4

Taulukko 10. Raudoitusteräksen sovituskertoimen $\varphi_{s,\theta}$ arvot liittopilarin teräsputken sisäpinnan ja raudoituksen keskiön välisen etäisyyden u_s eri arvoilla (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

u_s [mm]	30	40	50	≥ 60
$\varphi_{s,\theta}$	0,8	0,9	1	1

4.4 Aksiaalikuormitetun pilarin puristus- ja nurjahduskestävyys

Rakenteen plastinen puristuskestävyys palotilanteessa lasketaan luvun 2.1.3 periaatteita noudattaen. Kun poikkileikkausosien mitoituslujuuden laskemisessa käytetään kaavaa (4.7), voidaan palotilanteen plastinen puristuskestävyys $N_{fi,pl,Rd}$ laskea yhtälöllä

$$N_{fi,pl,Rd} = f_{y,fi,d}A_a + f_{s,fi,d}A_s + f_{c,fi,d}A_c. \quad (4.12)$$

Pilarin palotilanteen nurjahduskestävyys $N_{fi,Rd}$ lasketaan samalla tavalla kuin murtorajatilassa (kaava 3.10). Plastisen puristuskestävyyden pienennyskerroin χ_θ (kaava 3.11) lasketaan kuitenkin palotilanteen arvoilla ja eurooppalaisen nurjahduskäyrän c mukaisesti (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016). Nurjahduskäyrän c mukainen epätarkkuustekijän arvo on standardin EN 1993-1-1 taulukon 6.1 mukaan $\alpha = 0,49$ (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 62).

Palotilanteen pienennyskerroimen χ_θ laskennassa tarvitaan myös palonaikaista muunnettua hoikkuutta $\bar{\lambda}_\theta$. Ohjeen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) mukaan palonaikainen muunnettu hoikkuus on

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl.R}}{N_{fi.cr}}}, \quad (4.13)$$

missä $N_{fi,pl.R}$ on kaavojen (4.7) ja (4.12) mukaan laskettu palotilanteen plastinen puristuskestävyys, kun osavarmuusluvut $\gamma_{M,fi}$ ovat 1. Palotilanteen kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma $N_{fi.cr}$ lasketaan kaavalla (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016)

$$N_{fi.cr} = \frac{\pi^2(EI)_{fi,eff}}{L_{e,\theta}^2}, \quad (4.14)$$

jossa palotilanteen tehollinen taivutusjäykkyys $(EI)_{fi,eff}$ lasketaan kaavalla (4.11). Palotilanteen nurjahduspituus lasketaan kaavalla

$$L_{e,\theta} = \beta L, \quad (4.15)$$

missä palotilanteen nurjahduskerroin on β . Jatkuvilla liittopilareilla palotilanteen nurjahduskerroin β ei välttämättä ole sama kuin luvussa 2.1.6 esitetty nurjahduskerroin α_i . (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016)

Kuten luvussa 4.1 todettiin, jatkuvan liittopilarin jäykkyys $(EI)_{eff,fi}$ muuttuu palotilanteessa. Ohjeessa (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) oletetaan, että jatkuvan sivusiirtymättömän pilarin kerrostasot ovat osastoivia. Tällöin pilarin jäykkyys ei muutu yhtä paljon palotilan ulkopuolella. Pilarin jäykkyyksien suhteellinen muutos $(EI)_{eff,fi} / (EI)_{eff}$ tuen yli vaikuttaa siten, että luvussa 2.1.6 esitettyjä nurjahduskertoimia α_i ei voi palomitoituksessa käyttää jatkuville liittopilareille. Palomitoitettavan pilarin kerrosvälin nurjahduskerroin β ja tukien jäykkyys riippuvat sen sijainnista rakennuksessa (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016). Taulukossa 11 on esitetty kansallisen liitteen ohjeessa palomitoitusta varten annettuja nurjahduskertoimen arvoja.

Taulukko 11. Palotilanteen nurjahduskertoimen β arvot
(SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

Pilarin jatkuvuus ja palon sijainti	β
Jatkuvat pilarit, ylin kerros palolle altistettuna	0,7
Jatkuvat pilarit, välikerros palolle altistettuna	0,5
Jatkuvat pilarit, pohjakerros palolle altistettuna	0,6
Yksikerrospilarit, nurjahduspituus on sama kuin normaalilämpötilassa	

4.5 Yhdistetty puristus- ja taivutuskestävyys

Suomen kansallisen liitteen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) mukaan liittopilarin palonaikeisen momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutus otetaan huomioon epäkeskisyytenä e_{fi} , joka lasketaan kaavalla

$$e_{fi} = \frac{M_{fi.Ed}}{N_{fi.Ed}}, \quad (4.16)$$

missä $M_{fi.Ed}$ on palonaikainen pilarin pituudella sijaitseva maksimimomentti. Palotilanteen momenttia vastaavaa normaalivoimaa merkitään tunnuksella $N_{fi.Ed}$. Kyseiset voimasuureet voidaan määrittää murtorajatilán mitoituskuormista M_{Ed} ja N_{Ed} kaavan (4.1) avulla.

Nyt kaavan (4.16) avulla taivutusmomentti on muutettu epäkeskisyydeksi e_{fi} . Epäkeskisesti kuormitetun pilarin puristuskestävyys lasketaan osana liittopilarin palonkestävyysajan nurjahduskestävyydestä $N_{fi,Rd}$ kaavalla

$$N_{fi,Rd,\delta} = X N_{fi,Rd}, \quad (4.17)$$

kun palotilanteen nurjahduskestävyyden $N_{fi,Rd}$ heikennyskerroin on

$$X = 0,5 \left(B_{fi} - \sqrt{B_{fi}^2 - \frac{4}{\chi_\theta}} \right). \quad (4.18)$$

Kaavassa (4.18) esiintyvä luku B_{fi} ottaa huomioon pilarin taivutuskestävyyden kaavalla

$$B_{fi} = 1 + \frac{1}{\chi_\theta} + e_{fi} \frac{N_{fi,pl,Rd} - N_{fi,c,Rd}}{M_{fi,pl,Rd}}, \quad (4.19)$$

missä palotilanteen plastinen taivutuskestävyys $M_{fi,pl,Rd}$ lasketaan samalla tavoin kuin luvussa 2.1.8, mutta materiaaliosien mitoituslujuuksina käytetään kaavan (4.7) avulla saatuja arvoja.

4.6 Johtopäätökset

Suomen kansallisen liitteen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) tekninen ohje NCCI 1 antaa suoraviivaisen ja selkeän ohjeistuksen putkiliittopilarien palomitoitukseen. NCCI 1 vaikuttaa ratkaiseen putkiliittopilarien palomitoitusmenetelmien ohjeiden puutteet ja epäselvyydet. Ohjeen mitoitusmenetelmässä on vastaavuuksia by58 (TRY/by58 2012, s. 304–316) esittelemään liittopilarin palomitoitusmenetelmään. Molemmissa menetelmissä rakenteiden lämpötilat määritetään samalla tavalla, mutta by58 menetelmä näyttää pyrkivän mukailemaan standardin SFS-EN 1994-1-2 liitteen H (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 94–98) palomitoitusmenetelmää.

Myös uuden ohjeen palomitoitusmenetelmässä ja standardin EN 1994-1-1 murtorajatilamitoituksessa on hyvin paljon yhtäläisyyksiä. Ainoa merkittävä ero on yhteisvaikutuskestävyyden ja yhteisvaikutuskuvaajan määrittämisessä.

Uuden mitoitusmenetelmän NCCI 1 vastuuhenkilön, tekniikan tohtori Matti Leskelän mukaan Eurokoodi 4 yhteisvaikutuskestävyydessä on kyse poikkileikkauksen kestävyysden tarkastelusta. Teknisen ohjeen NCCI 1 menetelmässä on kyse keskeisesti kuormitetun pilarin kestävyysden pienentämisestä, kun kuorma on epäkeskinen. Näin ollen Eurokoodi 4 mukaista yhtä yhteisvaikutuskuvaajaa ei uuden ohjeen mukaisella menetelmällä voida luoda, koska momentin $M_{fi.Ed}$ vaikutus keskeisesti kuormitetun pilarin kestävyysden pienentämiseen riippuu pilarin tehollisesta pituudesta $L_{e,\theta}$. (Leskelä, M. Sähköpostikeskustelu 7.3.2017)

Tässä diplomityössä pyritään selvittämään uuden teknisen ohjeen (SFS-EN 1990 NA 2016) palomitoitusmenetelmän varmuustasoa verrattuna muihin käytettyihin mitoitusmenetelmiin. Suomessa ja muualla maailmassa käytettyjä palomitoitusmenetelmiä on esitelty ja vertailtu muun muassa Oulun yliopistossa tehdyssä diplomityössä: Betonitäytetiset putkiliittopilarit (Alakopsa 2010).

Luvussa 6 vertaillaan laskentaohjelmien tuloksia. Kyseinen osio ei esittele muiden palomitoitusmenetelmien teoriaa, jos se ei ole asian ymmärrettävyyden kannalta merkittävää.

5. LASKENTAPOHJA

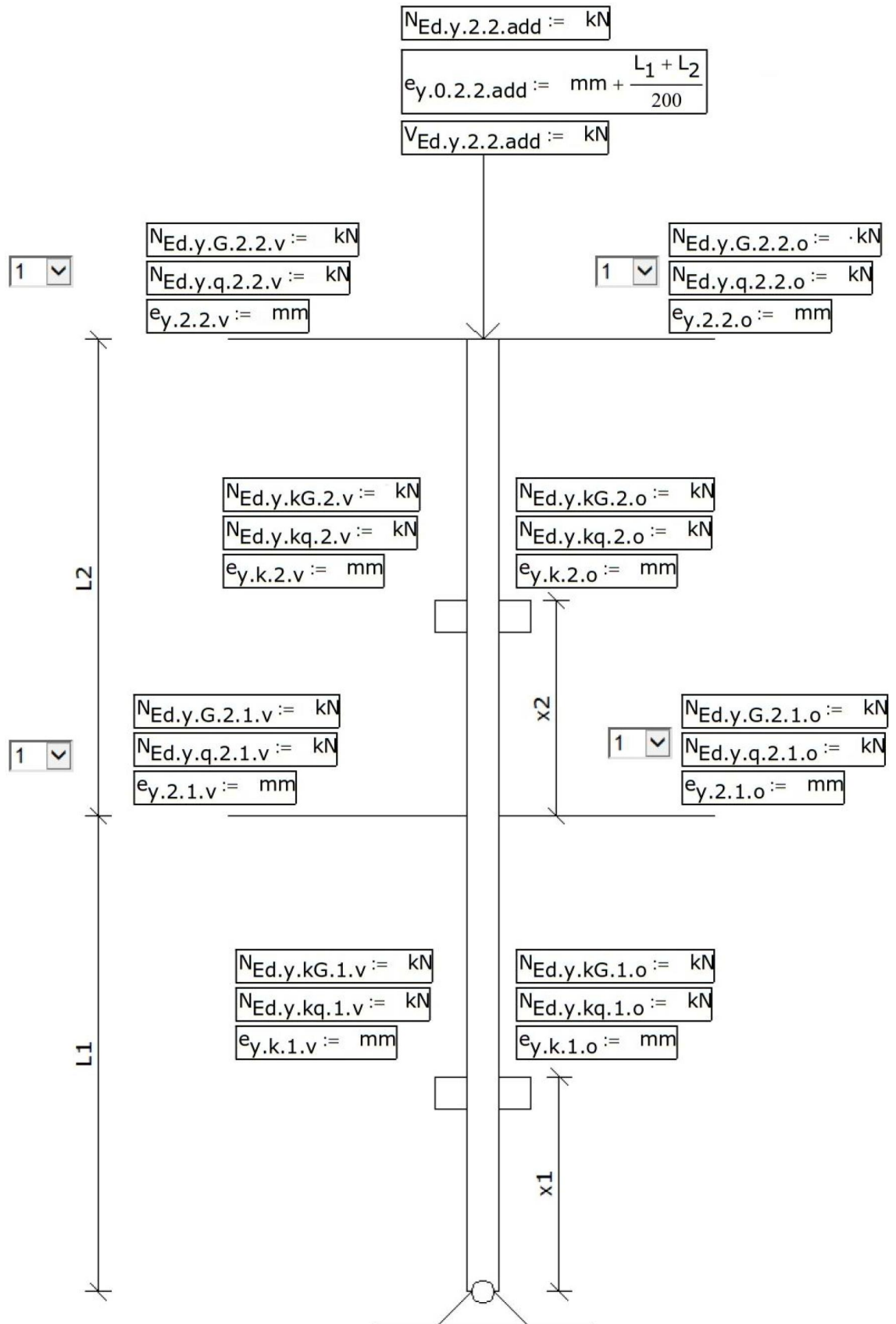
Tämän työn tuloksena on tehty pyöreän betoni-teräs-liittopilarin laskentapohja Mathcad 15 -ohjelmistolla. Laskentapohja noudattaa tämän diplomityön lukujen 2,3 ja 4 mukaisia mitoitussääntöjä ja -ohjeita. Pohjalla voi laskea 1–4-kerrospilareita, joiden alapään kiinnitys voi olla nivelellinen tai jäykkä. Laskentapohjalla voidaan myös laskea tilanteita, joissa pilariväleille asennetaan konsoleita. Laskentapohjassa konsolit aiheuttavat pilariväleille pistemomenttia, mutta eivät itse toimi sivusuunnassa tukevana rakenteena.

Luvussa 5.1 esitetään laskennassa tehdyt valinnat ja rajoitukset. Laskentapohjan verifiointi tehdään Suunnittelu- ja konsulttialan yritysten toimialajärjestön SKOL ry:n liittopilarin laskentapohjien avulla. Laskentapohjan verifiointi on suoritettu luvussa 5.2. Tämän luvun lopussa pyritään arvioimaan verifiointin oikeellisuutta.

Pohjan avulla voidaan laskea monikerrosliittopilarin mitoituskuormat luvun 2.2 mukaisesti. Laskentapohja tarkastelee kaikki rakenteeseen vaikuttavien pysyvien ja muuttuvien kuormien kuormitusyhdistelyt. Kerrostasoilta tulevat kuormat muutetaan pistemomenteiksi epäkeskisyyden avulla. Pohjaan syötetään y- ja z-suunnan kuormitukset murtorajatilassa ja palotilanteessa. Juurestaan nivelellisen kaksikerrospilarin laskentapohjan murtorajatilan y-suuntaisten kuormitusten syöttösivu on esitetty kuvassa 13.

Laskennan muuttujat on yksilöity alaindeksien avulla. Murtorajatilan laskentasuureet merkitään indeksillä Ed ja palotilanteen kuormat indeksillä $f_i.Ed$. Kuormituksen suunnat eri pääakseleiden suhteen on merkitty merkinnöillä y tai z . Pysyvien kuormien alaindeksi on G ja muuttuvien kuormien indeksi on q . Laskettavan pilarin kerrosmäärän ja tarkasteltavan kuorman sijainti voidaan lukea alaindeksin numeroista: merkintä 2.1 tarkoittaa 2-kerrospilarin 1 . kerroksen kuormaa tai epäkeskisyyttä. Konsoleita merkitään kokonaiskerrosmäärän sijasta alaindeksillä k . Alaindeksit v ja o merkitsevät, millä pilarin puolella kuormitukset sijaitsevat tarkasteltavassa suunnassa. Merkintä add tarkoittaa pilarin yläpuolelta tulevia kuormia, kun kyseinen pilari jatketaan toisella pilarilla. Näin ollen kuvassa 13 merkitty voimasuure $N_{Ed,y,G,2.2,v}$ voidaan tulkita seuraavalla tavalla:

- N on kerrostason resultantti pilarille
- Ed on murtorajatilan kuorma
- y on kuorman suunta pääakselin suhteen
- G on pysyvä kuorma
- 2.2 . on 2-kerrospilarin 2. kerroksen kuormitus
- v on pilarin vasemmanpuoleinen kuorma.



Kuva 13. Laskentapohjan kuormitusten syöttö y-akselin suhteen.

Mitoituskuormien selvityksen jälkeen laskentapohjalle määritetään rakenneosien ominaislujuudet ja poikkileikkaussuureet. Näiden perusteella laskentapohja tutkii valitun poikkileikkauksen kestävyys. Laskentapohjan lopussa on yhteenveto, josta näkee, kestääkö valittu poikkileikkaus asetetut kuormitukset murtorajatilassa ja palomitoituksessa sekä mikä on tarkasteltavan kestävyys käyttöaste. Yhteenvedosta nähdään myös, täyttääkö laskenta Eurokoodien (SFS-EN 1994-1-1 2005; SFS-EN 1994-1-2 2014; SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) asettamat laskennan rajoitukset.

Laskentapohja tarkastelee vain yhtä kerrosväliä kerrallaan, joten suunnittelijan täytyy tarkastella jatkuvan pilarin kaikki kerrosvälit yksitellen läpi. Laskennassa täytyy vaihtaa murtorajatilaa ja palomitoituksen nurjahduskertoimet α_i ja β , kun tarkastelu vaihtuu kerrosvälistä toiseen. Kaikki kerrosvälit täytyy tarkastella, koska yhteisvaikutuskestävyyden mukaisesti alin väli ei välttämättä ole kestävyys kannalta mitoitettavien.

Tämän diplomityön liitteessä A on laskettu toimistotalon kaksikerrosputkiliittopilari. Liitteessä esitetään rakenteen kuormitus- ja kestävyyslaskenta lukujen 3 ja 4 perusteita noudattaen.

5.1 Laskentapohjan valinnat ja rajoitukset

Tässä luvussa on esitetty laskentaan vaikuttavia yksinkertaistuksia ja valintoja. Muutoin laskentapohja noudattaa luvuissa 2,3 ja 4 esiteltyjä laskentamenetelmiä. Kaikki laskentapohjan valinnat ja rajoitukset on pyritty tekemään siten, että ne ovat varmuustasoltaan vähintään Eurokoodin tasoa vastaavia.

Laskentapohjan käyttäminen alkaa kuormitusten selvittämisellä. Suunnittelijan täytyy selvittää rakenteeseen vaikuttavat pysyvät ja muuttuvat kuormat murtorajatilassa ja palotilanteessa, pois lukien pilarin oma paino. Kuormien selvityksen jälkeen suunnittelija valitsee kohteeseen sopivan laskentapohjan, joka vaihtelee kerrosmäärän ja pilarin alapään kiinnitystavan mukaan. Tämän jälkeen hän sijoittaa pohjaan kuormien resultantit ja epäkeskisyydet.

Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) yksinkertaisen mitoitusmenetelmän rajoituksena on, ettei liittopilarin poikkileikkaus saa muuttua. Näin ollen laskentapohjassa monikerrospilarille voidaan valita vain yksi poikkileikkaus. Yleisesti monikerrosrakennuksissa pilarin poikkileikkaus pysyy vakiona 1–3 kerrosväliä, minkä jälkeen pilarin poikkileikkaus vaihtuu. Esimerkiksi 6-kerrosrakennuksessa monikerrospilareita voi olla päällekkäin kaksi 3-kerrospilaria tai kolme 2-kerrospilaria, joiden poikkileikkaukset ovat erilaiset.

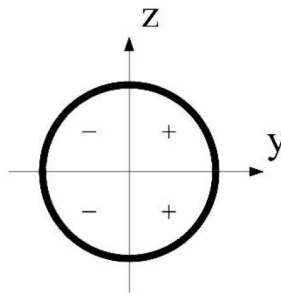
Monikerrospilarien jatkuminen otetaan laskentapohjassa huomioon pilarin päähän kohdistuvalla kuormalla N_{add} ja sen alkuepäkeskisyytenä, joka on oletusarvoisesti

$e_{add} = 10 \text{ mm} + \frac{\text{ylemmän pilarin kokonaispituus}}{200}$, jos tarkempaa tietoa ei ole. Monikerros-pilarin yläpään liitos on valittu nivelelliseksi, joten se ei siirrä momenttia liitoksen yli.

Kuormien sijoittamisen jälkeen pohja laskee jokaiselle kerrosvälille aiheutuvat normaali-voimat, leikkausvoimat ja taivutusmomenttikuviot luvun 2.2 periaatteiden mukaisesti. Laskenta tehdään jousikertoimen ja ykkösvoimamentelmän avulla (Salmi & Kuula 2012). Laskentapohja tarkastelee rakenteen kaikki mahdolliset kuormitustapaukset ja etsii rakenteelle pahimman tilanteen. Poikkeuksena luvun 2.2 laskentamenetelmään, pohja etsii rakenteelle suurimman momentin M_{Ed} sekä suurimman normaalivoiman N_{Ed} ja käyttää niitä mitoitusarvoina. Valinta on tehty laskennan automatisoinnin haastavuuden vuoksi. Menetelmä on kuitenkin tällä tavoin aina varmallalla puolella.

Laskentapohjan kuormitusyhdistely huomioi tilanteet, joissa pilarin tuen molemmilla puolilla vaikuttavat pelkästään omat painot $M_{Ed.min} = N_{Ed.G.v}e_v - N_{Ed.G.o}e_o$. Omien painojen lisäksi tukien molemmiin puolin vaikuttavat määrättyt hyötykuormat: $M_{Ed.max} = (N_{Ed.G.v} + N_{Ed.q.v})e_v - (N_{Ed.G.o} + N_{Ed.q.o})e_o$. Tästä johtuen suunnittelijan täytyy sijoittaa luvussa 2.2 esitetty hyötykuorman liikkuva osuus laskentaan manuaalisesti. Manuaalisen syötön helpottamista varten pohjaan on tehty pikavalintamahdollisuus, jonka avulla hyötykuorman suuruudeksi saadaan 0-, 0,5- tai 1-kertainen arvo maksimihyötykuormasta. Kerrostasojen hyötykuorman suhteellista suuruutta muuttamalla rakenteelle löydetään suurin kuormitusyhdistelmä.

Koska laskentapohja laskee vain pyöreäprofiilisiä liittopilareita, voidaan rakenteiden kuormituksista laskea resultantit kaavalla (2.30). Kuormien resultantin etumerkki määräytyy sen y-akselin suunnan mukaisesti. Merkkivalinta on esitetty kuvassa 14.



Kuva 14. Resultantin merkkivalinta

Pistemomentit aiheuttavat pilarin momenttikuvioon epäjatkuvuuskohdan. Näin ollen konsolin ala- ja yläpuolella voi olla eri suuntaiset momentin resultantit z-akselin suhteen, vaikka etumerkki määräytyykin kuvan 14 perusteella. Laskentapohja ei huomioi tällaisia tapauksia. Kuitenkin luvussa 2.1.9 todetaan, että pyöreissä liittopilareissa taivutus on periaatteessa aina pääakselin suuntainen ja vino taivutus otetaan huomioon Pythagoraan lauseen avulla. Tällä tavoin konsoleilla z-suunnan yksinkertaistus on laskennassa varmallalla puolella.

Pilarin toisen kertaluvun vaikutukset on huomioitu laskentapohjassa luvun 3.4.2 mukaisesti noudattaen by58 (TRY/by58 2012) menetelmää. Jos laskettavalla pilarilla on kerrostasojen välisiä konsoleita, se vaikeuttaa momentin ekvivalentin kertoimen β määrittäystä, koska konsolit eivät tue pilaria sivusuunnassa. Tällaisessa tapauksessa, jos konsolin aiheuttama momentin arvo on yli puolet pilarin suurimmasta päätemomentista, on kertoimen β arvo aina maksimissaan eli 1,1. Muussa tapauksessa ekvivalentin kertoimen arvo määräytyy pilarin kerrosvälin päätemomenttien suhteesta kaavan (3.18) mukaisesti.

Laskentapohjan palomitoitus perustuu luvun 4 mukaiseen suunnittelumenetelmään. Palomitoituksessa käytettävät mitoituskuormat lasketaan murtorajatilan mitoituskuormista kaavan (4.1) avulla. Kerroin η_f lasketaan suunnittelijan syöttämien murtorajatilan ja palotilanteen kuormitusten suhteen avulla. Koska Suomen kansallisen liitteen ohjeessa ei muuta kerrota, palotilanteessa käytettävä mitoitusmomentti $M_{f,Ed}$ lasketaan murtorajatilan mitoitusmomentista M_{Ed} , jossa on huomioitu toisen kertaluvun vaikutukset luvun 3.4.2 mukaisesti.

5.2 Laskentapohjan verifiointi

Uusi laskentapohja täytyy ensin verifioida ennen kuin sitä voidaan käyttää suunnittelu-toimistoissa. Tässä tapauksessa verifiointi tarkoittaa laskentapohjan luotettavuuden ja pätevyyden varmistamista. Varmentaminen tehdään vertaamalla uuden pohjan laskentatuloja rakennesuunnittelualalla yleisesti käytettyyn ja saatavilla olevaan SKOL-laskentapohjaan. Tämän diplomityön verifiointissa ei kyseenalaisteta Suomen kansallisen liitteen (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) uuden yksinkertaisen palomitoitusmenetelmän luotettavuutta, vaan sen tulokset oletetaan oikeelliseksi.

SKOL-pohjat on tehty yritysysteistyöhankkeena, jossa oli mukana noin 32 rakennusalan eri toimijaa ja oppilaitosta. Hankkeen aikana on tehty laskentapohjia rakennuskonsulttialan yhteiseen käyttöön. Hankkeen tuloksena on saatu muun muassa pyöreän lihtopilarin laskentapohja Eurokoodi 4 mukaisesti. (Koponen 2009) Koska kyseisessä hankkeessa on ollut mukana niin monta alan toimijaa ja SKOL-pohja on saatavilla monissa suunnittelutoimistoissa, voidaan SKOL-pohjaa pitää luotettavana vertailukohtana tämän diplomityön laskentapohjan verifiointiin.

SKOL-laskentapohjan avulla voidaan mitoittaa vain yksikerrospilareita. Käytännöllisesti katsottuna se ei estä verifiointin suorittamista, koska monikerrosvaikutuksella on vain merkitystä kuormitusten jakautumiseen ja nurjahduskertoimien valintaan. Tämän diplomityön laskentapohjalla monikerrospilarin kestävyyttä tarkastellaan kerrosväli kerrallaan, joten laskentamenetelmä ei suoranaisesti eroa yksikerrospilarin mitoituksesta. Tästä johtuen verifiointissa voidaan tutkia vain yksikerrospilareita.

SKOL-laskentapohja pyöreille liittopilareille noudattaa Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaista murtorajatilamitoitusta. Siksi se toimii hyvänä vertailukohtana tämän diplomityön laskentapohjalle. Palomitoituksessa SKOL-pohja noudattaa standardin EN 1994-1-2 kohdan 4.2.3.4 mukaista taulukkomitoitusmenetelmää (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 43–44). Tämän vuoksi uuden pohjan palomitoituksen luotettavuutta ei suoraan pystytä toteamaan, mutta tutkimuksen kannalta on tärkeää vertailla standardin EN 1994-1-2 taulukkomitoitusta ja Suomen kansallisen liitteen yksinkertaista palomitoitusmenetelmää.

5.2.1 Testisarja

Laskentapohjien tuloksia tarkastellaan murtorajatilassa ja palotilanteessa kahdella eri tavalla. Ensimmäisenä pohjissa tarkastellaan puhdasta keskeistä puristusta. Tällöin rakenteissa ei ole taivutusmomenttia ja nurjahdus määrittää pilarin kestävyys. Toisessa kuormitustapauksessa tarkastellaan rakennetta, jossa normaalivoima on epäkeskinen. Tällöin poikkileikkauksen normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus rajoittaa pilarin kestävyys. Molemmissa kuormitustapauksissa pilari on juurestaan nivelellinen ja yläpäästään sivusuunnassa tuettu. Näin ollen murtorajatilan ja palotilanteen nurjahduskertoimet α_i ja β ovat 1.

Jotta laskentapohjien tuloksia voidaan vertailla mahdollisimman yksikäsitteisesti, täytyy pohjien laskentaa testata samoilla lähtöarvoilla ja riittävän kattavalla testisarjalla. Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-2 2014) taulukkomitoitusmenetelmä rajoittaa laskennassa käytettävän raudoitussuhteen ρ_s maksimiarvoksi 3%, joten testisarjan rakenteiden raudoitussuhteet eivät ylitä kyseistä ylärajaa. Testirakenteiden raudoitussuhteet on pyritty valitsemaan mahdollisimman lähelle toisiaan laskennan vertailukelpoisuuden vuoksi. Vertailussa käytetyt poikkileikkaukset on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12. Uuden laskentapohjan verifiointinissa käytetyt testisarjan poikkileikkaustiedot.

Poikkileikkaus	D [mm]	t [mm]	Raudoituksen suoja-betonipaksuus [mm]	Raudoituksen halkaisija ϕ [mm]	Raudoitus-määrä n [kpl]	ρ_s [%]
1	168,3	5	30	12	4	2,35
2	219,5	5	30	12	8	2,70
3	273	6	30	20	4	2,41
4	323,9	6	30	20	6	2,53
5	355,6	6	30	20	8	2,79
6	406,4	8	30	25	6	2,52
7	457	8	30	25	8	2,64
8	508	10	30	32	6	2,65

Laskennassa käytetyt materiaalilujuudet ovat

- Rakenneteräs: S355
- Betoni: C40/50
- Raudoituseräs: B500B

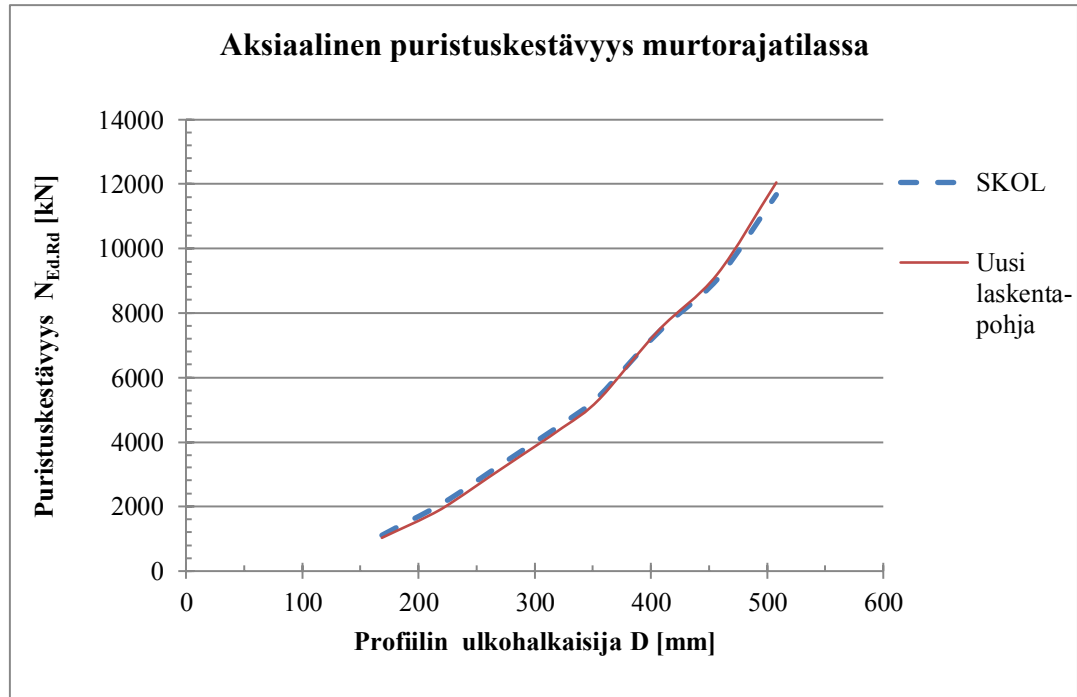
ja laskennassa käytetyt osavarmuusluvut ovat luvun 3.1.2 mukaiset. Pilarin kerroshkorkeus on 3,5 m. Murtorajatilan sekä palomitoituksen kuormitustapauksissa pilariin vaikuttaa pysyvä kuorma N_g ja hyötykuorma N_q . Hyötykuorma kasvaa lineaarisesti suhteessa pysyvään kuormaan suhteella $N_q = 0,47N_g$. Epäkeskisessä kuormitustapauksessa normaallivoiman epäkeskisyys on $e_1 = 240 \text{ mm}$.

5.2.2 Aksiaalinen puristuskestävyys murtorajatilassa

Luvun 5.2.1 mukaisilla lähtöarvoilla taulukon 12 poikkileikkauksille määritetään laskentapohjien avulla aksiaalisen puristuskestävyyden arvot. Koska laskentapohjien palomitoitusmenetelmät eroavat toisistaan, tarkastellaan ensin pelkästään murtorajatilan aksiaalisen puristuskestävyyden arvoja. Murtorajatilalaskennan tulokset molemmille laskentapohjille on esitetty taulukossa 13 ja kuvassa 15.

Taulukko 13. Laskentapohjilla määritetty murtorajatilan aksiaalinen puristuskestävyys.

PL	SKOL-pohja	Uusi laskentapohja	Suhteellinen ero
	$N_{Rd} \text{ [kN]}$	$N_{Rd} \text{ [kN]}$	
1	1114,4	1024,8	8,7 %
2	2071,6	1928,1	7,4 %
3	3342,7	3211,2	4,1 %
4	4568,9	4433,8	3,0 %
5	5435,1	5336,3	1,9 %
6	7407,9	7459,1	-0,7 %
7	9058,9	9203,3	-1,6 %
8	11680,9	12046,4	-3,0 %



Kuva 15. Laskentapohjilla määritetty liittopilarin aksiaalisen puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Taulukon 13 suhteellinen ero on negatiivinen, kun uuden laskentapohjan arvot ovat suuremmat kuin SKOL-pohjalla määritetyt arvot. Huomataan, että kestävyysien suurimmat erot ovat poikkileikkauksissa 1 ja 2. Tämä johtuu laskentaohjelmien tavoista laskea raudoituksen neliömomentti I_s . SKOL-pohjassa neliömomentin arvo lasketaan kaavalla $I_s = \frac{1}{2} n A_{s1} D_s$, jossa raudoitusterästen lukumäärä on n , yhden raudoitustangon pinta-ala on A_{s1} , ja kauimmaisten raudoitustankojen välistä keskiöetäisyyttä merkitään tunnuksella D_s . Diplomityön laskentapohjassa raudoituksen neliömomentin arvo lasketaan kaavan (2.6) mukaisesti. Näin ollen SKOL-pohjan raudoituksen neliömomentti on neljä kertaa suurempi kuin diplomityön laskentamenetelmän neliömomentti. Tästä johtuen SKOL-pohjassa pienissä liittopilariprofiileissa raudoituksen jäykkyys EI_s on suhteellisesti suurempi muihin rakenneosiin verrattuna. Raudoituksen jäykkyyden vaikutus pienenee teräsosan profiilin kasvaessa. Tämä näkyy taulukon 13 suhteellisen eron kapenemisessa. Jäykkyydellä on merkitystä muun muassa kriittisen nurjahduskuorman N_{cr} laskennassa.

Uuden laskentapohjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo ylittää poikkileikkauksen 5 jälkeen SKOL-pohjan arvon. Tämä näkyy suhteellisen eron negatiivisena arvona. Suhteellisen eron muutos on selitettävissä laskentapohjien plastisen puristuskestävyyden mitoitusarvon $N_{pl,Rd}$ laskentatuloksilla. Lähtöarvojen perusteella plastisen puristuskestävyyden arvot pitäisi olla pohjissa samat, mutta SKOL-pohjan kestävyys muuttuu epälineaarisesti poikkileikkauksen 4 jälkeen. Syy tulosten eroon on se, että SKOL-pohja ottaa plas-

tisessa puristuskestävyydessä huomioon luvun 3.2 mukaisen sulkemisvaikutuksen. Laskentatavan erosta johtuen plastiset puristuskestävyydet poikkeavat taulukon 14 mukaisesti.

Taulukko 14. Laskentapohjien plastisten puristuskestävyyksien erot.

	SKOL-pohja	Uusi laskentapohja	
PL	MRT: $N_{pl,Rd}$ [kN]	MRT: $N_{pl,Rd}$ [kN]	Suhteellinen ero [%]
1	1620,07	1620,07	0,0 %
2	2484,61	2484,61	0,0 %
3	3726,23	3726,23	0,0 %
4	4915,21	4934,00	-0,4 %
5	5758,43	5837,75	-1,4 %
6	7729,89	7948,69	-2,8 %
7	9344,98	9681,90	-3,5 %
8	11943,23	12511,06	-4,5 %

Taulukon 13 suurimmissa poikkileikkauksissa suhteelliset erot pysyvät kuitenkin alle 3 %, mikä on hyväksyttävissä. Näin ollen voidaan todeta, että diplomityön laskentapohjan murtorajatilán aksiaalisen puristuskestävyyden arvot ovat oikeat.

5.2.3 Aksiaalinen puristuskestävyys palotilanteessa

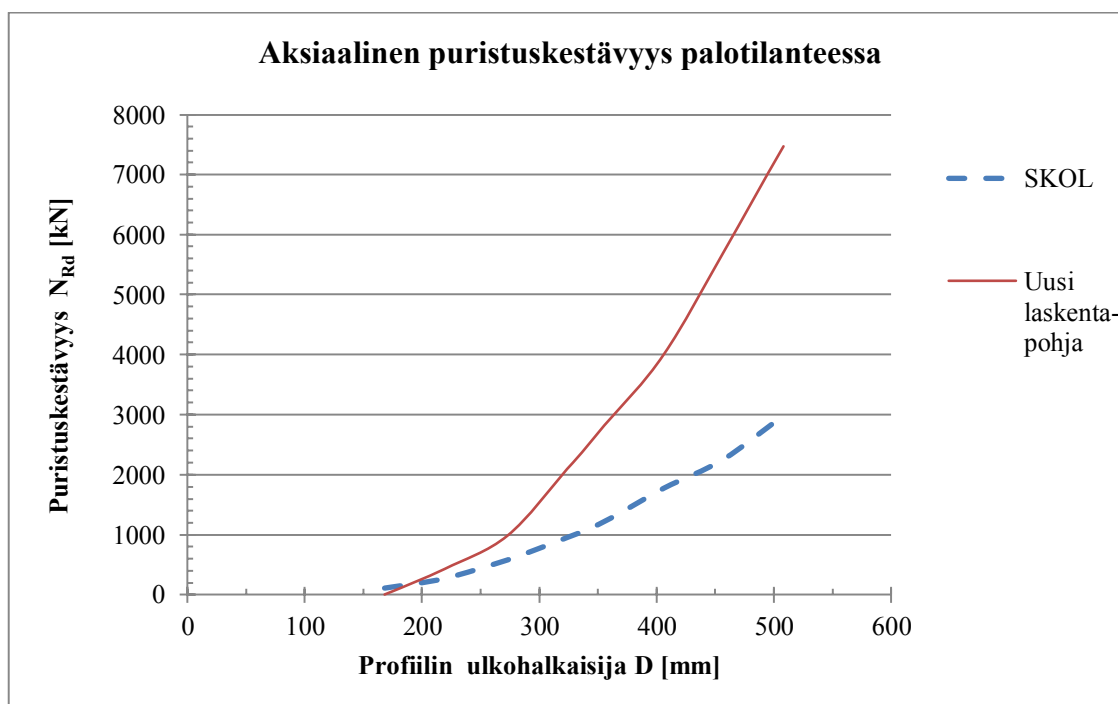
Tarkastellaan seuraavaksi aksiaalista puristuskestävyyttä palotilanteessa. Taulukon 12 poikkileikkaukset pyritään mitoittamaan palonkestoluokkaan R60, jos se on mahdollista. Luvussa 5.2.1 rajattiin, että käsiteltävien poikkileikkausten raudoitusmäärät eivät voi ylittää raudoitussuhteen 3 % arvoa. Standardin EN 1994-1-2 taulukko 4.7 (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 44) jakaa putkiliittopilarien palonkestovaatimukset kolmeen eri kuormitustasoon. Eurokoodin taulukon 4.7 (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 44) mukaan testisarjan putkiliittopilareilla voidaan saavuttaa maksimissaan palonkestoluokka R60, kun murtorajatilán ja palotilanteen välinen kuormitustaso on $\eta_{fi,t} \leq 0,28$.

Testisarjan poikkileikkaukselle 1 voidaan taulukkomitoituksella saada palonkesto R30. Muutoin testisarjalle saavutetaan R60 palonkesto. Diplomityön laskentapohjan avulla poikkileikkaukselle 1 ei voida määrittää palonkestävyyttä, koska uusi putkiliittopilarien yksinkertainen palomitoitusmenetelmä rajoittaa rakenteen palonaikaisen muunnetun hoikkuuden maksimiarvon $\bar{\lambda} \leq 2$ (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016).

Laskennan tulokset on esitetty taulukossa 15 sekä kuvassa 16. Taulukossa 15 esitetään palotilanteen aksiaalisen puristuskestävyyden arvo ja pohjien välinen suhteellinen ero. Eron arvo on negatiivinen, kun uuden pohjan arvo on suurempi verrattuna SKOL-pohjaan.

Taulukko 15. SKOL:n ja diplomityössä tuotetun laskentapohjan avulla määritetyt palotilanteen aksiaalisen puristuskestävyyden arvot testisarjan eri poikkileikkauksille.

	SKOL-pohja	Uusi laskentapohja		
PL	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Suhteellinen ero	Palonkesto- luokka
1	107,3	-	0 %	R30 / -
2	271,7	439,6	-38 %	R60
3	579,7	981,2	-41 %	R60
4	948,0	2088,7	-55 %	R60
5	1218,3	2819,2	-57 %	R60
6	1773,8	4006,3	-56 %	R60
7	2256,8	6151,9	-63 %	R60
8	2982,2	7960,9	-63 %	R60



Kuva 16. Laskentapohjilla määritetty lihtopilarin aksiaalisen puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

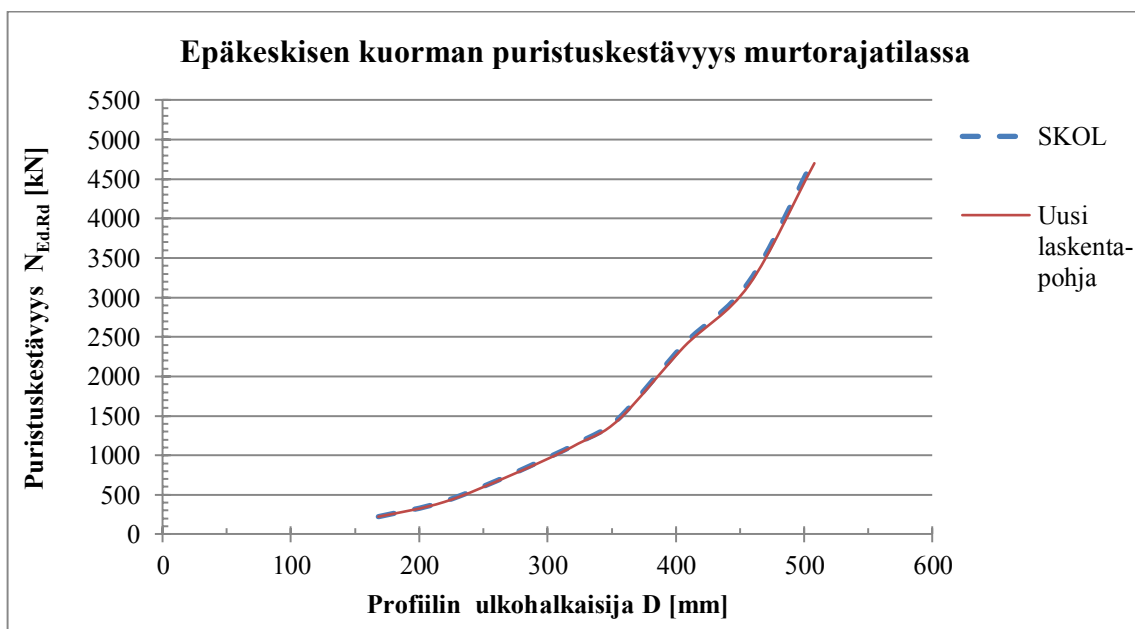
Kuten kuvasta 16 nähdään, on SKOL-pohjan ja uuden palomitoitusmenetelmän välillä suuria eroja. Rakennusallalla on koettukin, että Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-2 2014) mukainen taulukkomitoitus antaa erittäin konservatiivisia arvoja lihtopilarin palomitoitukselle. Tällä testauksella voidaan todeta taulukkomitoituksen konservatiivisuus, mutta uuden laskentapohjan palotilanteen verifiointia tällä testausmenetelmällä ei voida tehdä. Diplomityön palomitoitusmenetelmän oikeellisuus täytyy selvittää vertaamalla pohjaa muihin mitoitusohjelmiin.

5.2.4 Yhteisvaikutuskestävyys murtorajatilassa

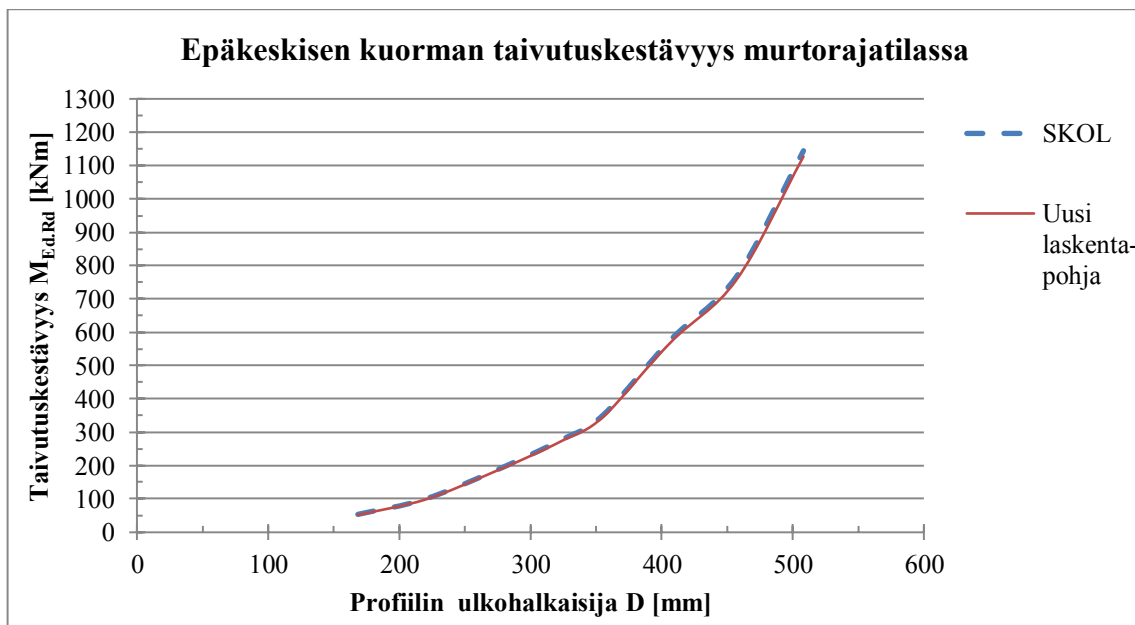
Pilarit ovat hyvin harvoin täysin keskeisesti kuormitettuja rakenteita. Tämän vuoksi on tärkeää verrata laskentapohjien yhteisvaikutuskestävyyksien eroja. Pilarin yläpään normaalivoima on tässä testisarjassa epäkeskinen e_1 . Muutoin lähtöarvot ovat samat kuin luvuissa 5.2.2 ja 5.2.3. Laskentapohjien murtorajatilassa yhteisvaikutuskestävyyksien tulokset on esitetty taulukossa 16 sekä kuvissa 17 ja 18.

Taulukko 16. Laskentapohjien avulla määritetyt murtorajatilassa yhteisvaikutuskestävyyden arvot testisarjan eri poikkileikkauksille.

PL	SKOL-pohja		Uusi laskentapohja		$N_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero	$M_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero
	MRT: $N_{Ed,Rd}$ [kN]	MRT: $M_{Ed,Rd}$ [kNm]	MRT: $N_{Ed,Rd}$ [kN]	MRT: $M_{Ed,Rd}$ [kNm]		
1	218,9	52,5	217,3	52,0	0,7 %	1,0 %
2	412,3	98,9	408,4	97,8	1,0 %	1,1 %
3	768,0	184,3	759,3	181,9	1,1 %	1,3 %
4	1156,6	277,6	1142,0	273,6	1,3 %	1,5 %
5	1471,0	353,0	1451,1	347,7	1,4 %	1,5 %
6	2402,2	576,5	2372,9	568,7	1,2 %	1,4 %
7	3195,2	766,9	3155,3	756,3	1,3 %	1,4 %
8	4766,4	1143,9	4702,4	1127,4	1,4 %	1,5 %



Kuva 17. Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.



Kuva 18. Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

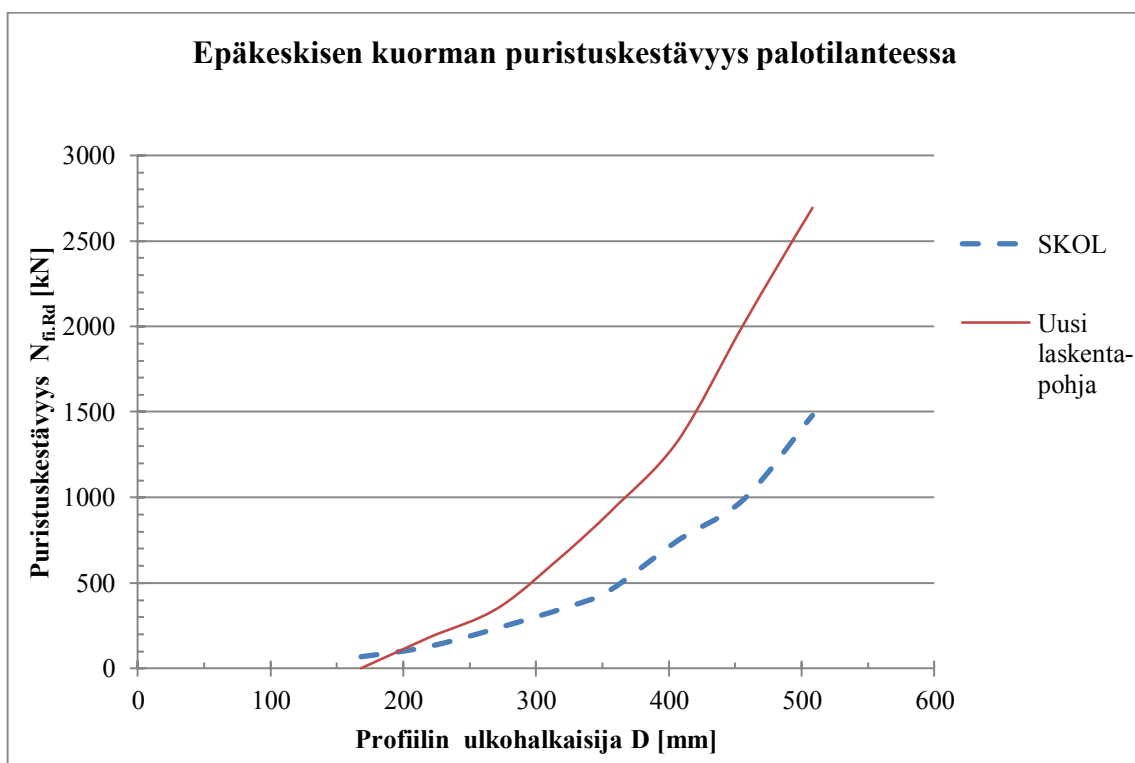
Nyt tuloksista huomataan, että laskentapohjien yhteisvaikutuskestävyyksien arvot murtorajatilassa ovat lähes samat. Taulukosta 16 nähdään, että tulosten suhteelliset erot ovat alle 1,5 % ja SKOL-pohja antaa jokaiselle poikkileikkaukselle suuremmat kestävyysarvot verrattuna diplomityön laskentapohjaan. Poikkeamat pienenevät, koska raudoituksen merkitys murtorajatilassa taivutuskestävyydessä pienenee verrattuna luvun 5.2.2 nurjahduskuormaan. Tuloksista voidaan nyt tulkita, että diplomityön laskentapohjan murtorajatilassa yhteisvaikutuskestävyys on laskennallisesti luotettava.

5.2.5 Yhteisvaikutuskestävyys palotilanteessa

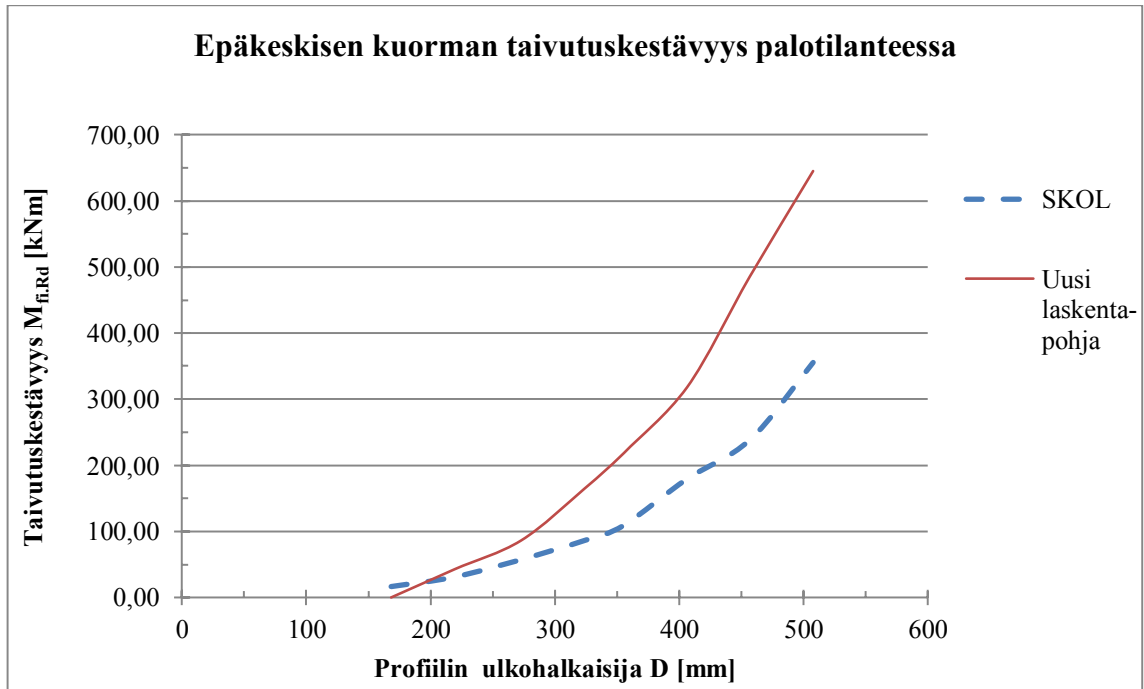
Kuten jo luvussa 5.2.3 havaittiin, ei SKOL-pohjan palomitoituksen avulla voida verifioida diplomityön palomitoitusta laskentamenetelmien eroavaisuuden vuoksi. Tutkimuksen kannalta on kuitenkin tärkeä selvittää, minkälainen ero SKOL-pohjan taulukkomitoituksella ja diplomityön laskentapohjan yksinkertaisella mitoitusmenetelmällä on yhteisvaikutuksen palonkeston kannalta. Testisarjan mukaiset tulokset on esitetty taulukossa 17 sekä kuvissa 19 ja 20.

Taulukko 17. Laskentapohjien avulla määritetyt palotilanteen yhteisvaikutuskestävyyden arvot testisarjan eri poikkileikkauksille.

PL	SKOL-pohja		Uusi laskentapohja		Suhteellinen ero $N_{fi,Rd} / M_{fi,Rd} [\%]$	Palonkesto- luokka
	Palotilanne: $N_{fi,Rd} [kN]$	Palotilanne: $M_{fi,Rd} [kNm]$	Palotilanne: $N_{fi,Rd} [kN]$	Palotilanne: $M_{fi,Rd} [kNm]$		
1	68,1	16,4	-	-	-	R30 / -
2	128,2	30,8	179,1	42,8	-28,4/-28,2 %	R60
3	238,9	57,4	360,0	86,2	-33,6/-33,5 %	R60
4	359,3	86,2	687,3	164,7	-47,7/-47,6 %	R60
5	457,1	109,7	915,41	915,4	-50,1/-50,0 %	R60
6	746,1	179,1	1327,0	318,0	-43,8/-43,7 %	R60
7	992,6	238,2	2023,8	485,1	-51,0/-50,9 %	R60
8	1480,4	355,3	2692,7	645,5	-45,0/45,0 %	R60



Kuva 19. Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.



Kuva 20. Laskentapohjilla määritetty liittopilarin epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Laskentapohjien yhteisvaikutuskestävyydet eroavat merkittävästi, kuten luvun 5.2.3 palotilanteen aksiaalisessa puristuskestävyydessä. Diplomityön laskentapohjan palotilanteen yhteisvaikutuskestävyyden oikeellisuus täytyy selvittää muiden mitoitusmenetelmien avulla.

5.3 Johtopäätökset

Diplomityön laskentapohjan murtorajatilamitoitus voidaan verifioida SKOL-pohjan avulla. Molemmat laskentapohjat antavat murtorajatilassa lähestulkoon samoja arvoja. Poikkeuksia pohjien välillä aiheuttaa raudoitusterästen neliömomentin laskentatapa ja sulkemisvaikutuksen huomioiminen, mutta poikkeukset ovat niin pieniä, että uuden laskentapohjan murtorajatilamitoitus on oikeellinen ja luotettava.

Palomitoituksen kestävyysien poikkeamat ovat niin suuria, ettei laskentapohjan oikeellisuutta voida todistaa SKOL-pohjan avulla. Jos diplomityön laskentapohjan palomitoitusmenetelmä todistetaan oikeelliseksi, esittää tämä tutkimus taulukkomitoituksen tulosten konservatiivisuuden. Varsinkin suurilla pilaripoikkileikkauksilla kestävyysien ero on niin suuri, että taulukkomitoituksella materiaalikustannukset nousisivat varsin suuriksi. Laskentapohjien suuri eroavaisuus palotilanteessa johtuu osittain Eurokoodin taulukkomitoituksen (SFS-EN 1994-1-2 2014, s. 43–44) murtorajatilan ja palotilanteen välisen kuormitustason vaatimuksesta $\eta_{fi,t} \leq 0,28$, kun rakenne halutaan mitoittaa palonkestoluokkaan R60. Uuden laskentapohjan palomitoitusmenetelmän oikeellisuus pyritään selvittämään luvun 6 laskentaohjelmien vertailun avulla.

6. LASKENTAOHJELMIEN VERTAILU

Tässä luvussa vertaillaan tämän diplomityön tuloksena saatua laskentapohjaa muihin laskentaohjelmiin. Vertailussa käytettävät muut laskentaohjelmat ovat Ruukin Comcol ja Peikko Groupin laskentaohjelma. Vertailun avulla pyritään selvittämään uuden laskentapohjan palomitoituksen oikeellisuus ja näin ollen suorittaa luvun 5.2 mukainen laskentapohjan palomitoituksen verifiointi loppuun.

Comcolin laskenta perustuu vanhaan eurokoodin ENV-esistandardiin (Rautaruukki Oyj 2008). ENV-versioiden muuttaminen nykyisiksi EN-standardeiksi aloitettiin vuonna 1998 ja ne on julkaistu vuosina 2002–2007 (SFS Eurokoodiesite 2014). Tämän seurauksena Comcolin ENV-standardiin perustuva laskenta on nykyisin vanhentunut. Ruukki on tehnyt Comcolin käyttöliittymän siten, että käyttäjä ei näe laskennan kaavoja tai menetelmiä. Tämän vuoksi ohjelman luotettavuutta on vaikea todeta muuten kuin tarkastelemalla tuloksia. Kyseinen ohjelmisto on kuitenkin ollut suunnittelualalla yleisesti käytössä ja todettu luotettavaksi, joten Comcol on hyvä vertailukohta uudelle laskentapohjalle.

Peikon laskentaohjelman mitoitus perustuu standardien (SFS-EN 1994-1-1 2005; SFS-EN 1994-1-2 2014) yksinkertaisiin mitoitusmenetelmiin. Palomitoituksessa Peikon laskentaohjelman yhteisvaikutuskestävyys perustuu SCI:n julkaisuun (P259 2000). Kyseisen julkaisun ohjeita ei voida nykyään täysin noudattaa, koska se on yhteensopiva esistandardin ENV 1994-1-2 kanssa. Palomitoituksessa Peikon laskentaohjelma ei käytä luvun 4.2 mukaista betonin ekvivalenttia lämpötilaa $\theta_{c,eq}$, vaan ohjelma jakaa betoniosan lämpötilat eri vyöhykkeisiin. (Soivio, J. Sähköpostikeskustelu 14.5.2017)

Tämän luvun oletuksena on, että käytettävät laskentaohjelmat perustuvat verifioituihin laskentamenetelmiin ja laskentaohjelmien tulokset ovat todellisuuteen nähden varmalla puolella. Joitain poikkeuksia lukuun ottamatta Comcolin ja Peikon laskentaohjelman valintoja ei pystytä tässä tutkimuksessa tarkastelemaan, joten laskentatulosten eroavaisuuksien syitä ei voida varmuudella todeta. Laskentatulokset antavat kuitenkin tärkeää tietoa tämän diplomityön laskentapohjan varmuustasosta verrattuna muihin laskentaohjelmiin.

Laskentaohjelmien vertailun selkeyden vuoksi ohjelmilla lasketaan aluksi samat poikkeileikkaukset ja tilanteet kuten luvussa 5.2. Kyseisten tilanteiden tulokset on esitetty luvussa 6.1.

Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005; SFS-EN 1994-1-2 2014) yksinkertainen suunnittelumenetelmä rajoittaa raudoitussuhteen ρ_s maksimiarvoksi 6 %. Usein liittopilarien suunnittelussa yhteisvaikutuskestävyys saadaan kustannustehokkaaksi pienemmilläkin putki-profiileilla, kun raudoitussuhde valitaan 5–6 % välille. Tämän vuoksi laskentaohjelmien

tuloksia vertaillaan myös poikkileikkauksilla, joissa raudoitussuhde on 5–6 %. Kyseisten poikkileikkausten arvot on esitetty luvussa 6.2.

6.1 Ensimmäinen testisarja

Kuten edellisessä luvussa esitettiin, ovat tämän luvun testisarjan lähtötiedot samat kuin luvussa 5.2 ja laskennan poikkileikkaukset ovat taulukon 12 mukaiset. Rakenteille lasketaan aksiaalinen puristuskestävyys sekä yhteisvaikutuskestävyys murtorajatilassa ja palotilanteessa.

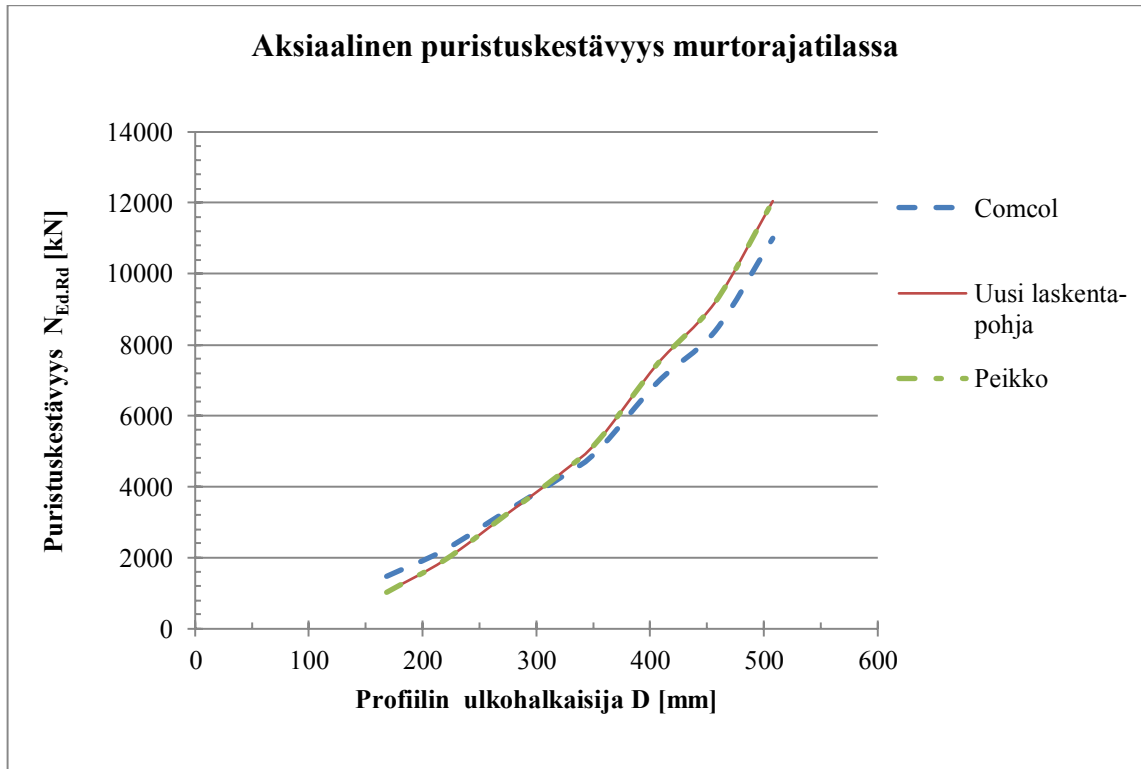
Tuloksissa esitetään myös murtorajatilan arvot, vaikka diplomityön laskentapohjan murtorajatilamitoituksen oikeellisuus on jo verifioitu luvussa 5.2. Murtorajatilan avulla voidaan tarkastella laskentaohjelmien mitoitusmenetelmien eroavaisuuksia. Jos laskentaohjelmien murtorajatilan tulokset eroavat toisistaan selkeästi, on ohjelmistojen mitoitusmenetelmissä eroavaisuuksia. Palotilanteen kestävyystulokset eivät välttämättä ole verrattavissa toisiinsa, jos murtorajatilan tulokset eivät ole yhtäläisiä.

6.1.1 Aksiaalinen puristuskestävyys

Tarkasteltavien mitoitusohjelmien aksiaalinen puristuskestävyys murtorajatilassa ja palotilanteessa esitetään tässä luvussa. Laskentatulokset on esitetty taulukoissa 18 ja 19 sekä kuvissa 21 ja 22. Taulukoiden suhteelliset erot esittävät Comcolin ja Peikon laskentaohjelman kestävyyksien suhteelliset erot tämän diplomityön laskentapohjaan verrattuna. Suhteellinen ero on negatiivinen, kun uuden laskentapohjan tulos on suurempi.

Taulukko 18. Laskentaohjelmilla määritetty murtorajatilan aksiaalinen puristuskestävyys 1. testisarjan poikkileikkauksille.

	Comcol	Uusi laskenta- pohja	Peikko	Comcol vs. Uusi laskenta- pohja	Peikko vs. Uusi laskenta- pohja
PL	MRT: N_{Rd} [kN]	MRT: N_{Rd} [kN]	MRT: N_{Rd} [kN]	Suhteellinen ero	Suhteellinen ero
1	1472,0	1024,8	1024,0	44 %	0 %
2	2215,0	1928,1	1920,0	15 %	0 %
3	3300,0	3211,2	3210,0	3 %	0 %
4	4310,0	4433,8	4432,0	-3 %	0 %
5	5066,0	5336,3	5334,0	-5 %	0 %
6	6958,0	7459,1	7457,0	-7 %	0 %
7	8404,0	9203,3	9201,0	-9 %	0 %
8	11015,0	12046,4	12044,0	-9 %	0 %

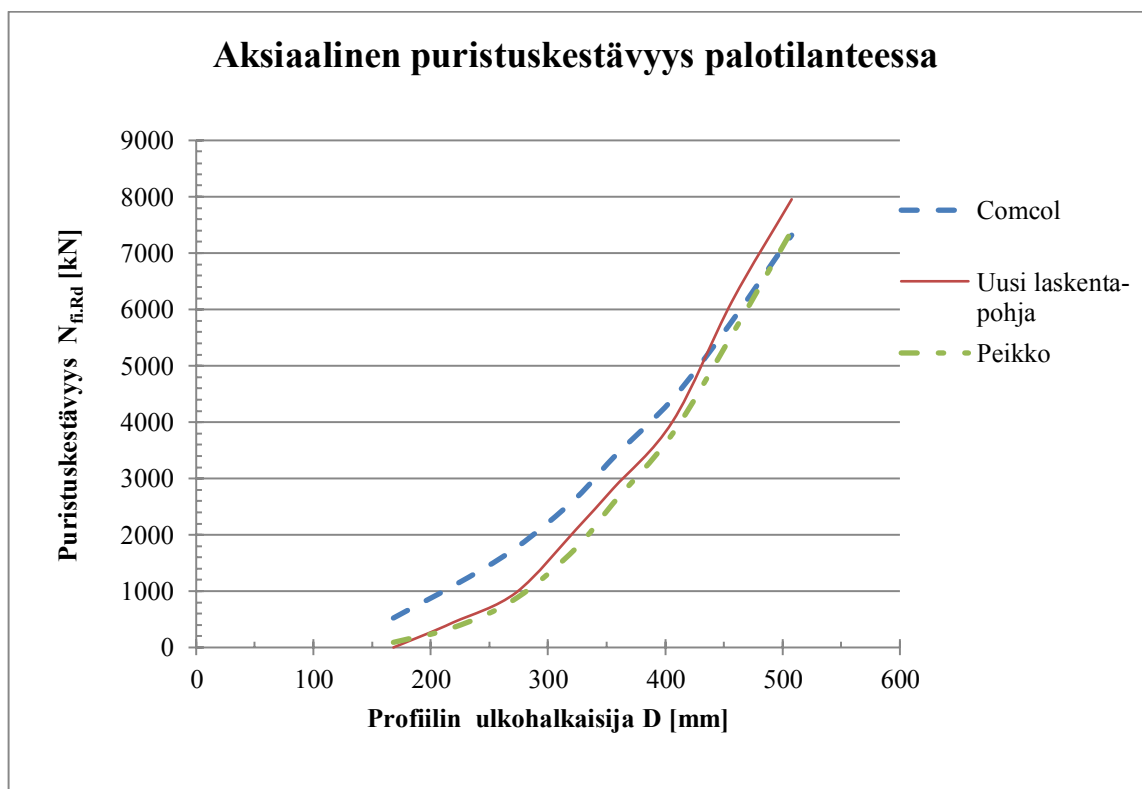


Kuva 21. Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Kuten taulukosta 18 ja kuvasta 21 voidaan tulkita, Comcolin murtorajatilamitoitus poikkeaa hieman uuden laskentapohjan ja Peikon laskentaohjelman tuloksista. Uuden laskentapohjan ja Peikon laskentaohjelman murtorajatilamitoitus perustuu standardiin (SFS-EN 1994-1-1 2005), mutta Comcolin laskentaperiaate ei ole täysin selvillä. Peikon ja uuden laskentapohjan tulosten ollessa samat, voidaan laskentapohjan murtorajatilan verifiointi varmistaa nyt uudelleen.

Taulukko 19. Laskentaohjelmilla määritetty palotilanteen aksiaalinen puristuskestävyys 1. testisarjan poikkileikkauksille.

	Comcol	Uusi laskenta- pohja	Peikko	Comcol vs. Uusi lasken- tapohja	Peikko vs. Uusi lasken- tapohja	
PL	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Suhteellinen ero	Suhteellinen ero	Palonkesto- luokka
1	522,0	-	88,0	-	-	R60/-/R60
2	1093,0	439,6	349,0	149 %	-21 %	R60
3	1774,0	981,2	873,0	81 %	-11 %	R60
4	2660,0	2088,7	1758,0	27 %	-16 %	R60
5	3372,0	2819,2	2557,0	20 %	-9 %	R60
6	4424,0	4006,3	3792,0	10 %	-5 %	R60
7	5810,0	6151,9	5552,0	-6 %	-10 %	R60
8	7344,0	7960,9	7395,0	-8 %	-7 %	R60



Kuva 22. Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Taulukon 19 ja kuvan 22 palotilanteen aksiaalisesta puristuskestävyydestä huomataan, että Comcolin kestävyys poikkeavat eniten uuden laskentapohjan laskentatuloksista. Myös Peikon laskentaohjelman tulokset poikkeavat tämän diplomityön laskentapohjan kestävyyksistä, mutta käyrät ovat samansuuntaisia. Comcolin laskennan eroavaisuudet

olivat havaittavissa jo murtorajatilan aksiaalisessa puristuskestävyydessä, joten on ymmärrettävää, että myös palomitoituksen tulokset poikkeavat uuden laskentapohjan palomitoitusmenetelmästä. Peikon palomitoituksen tulokset eroavat, koska laskentaohjelmien käyttämät palomitoitusstandardit ovat erilaiset.

Kuvassa 22 esitetyt Peikon ja uuden laskentapohjan kestävyyskäyrät ovat kuitenkin samansuuntaisia, joten tulokset viittaavat siihen, että tämän diplomityön laskentapohjan palomitoituksen laskenta on oikeellinen. Näin ollen voidaan todeta, että uuden laskentapohjan palomitoitusmenetelmä on verifioitu aksiaalisen puristuskestävyyden osalta.

6.1.2 Yhteisvaikutuskestävyys

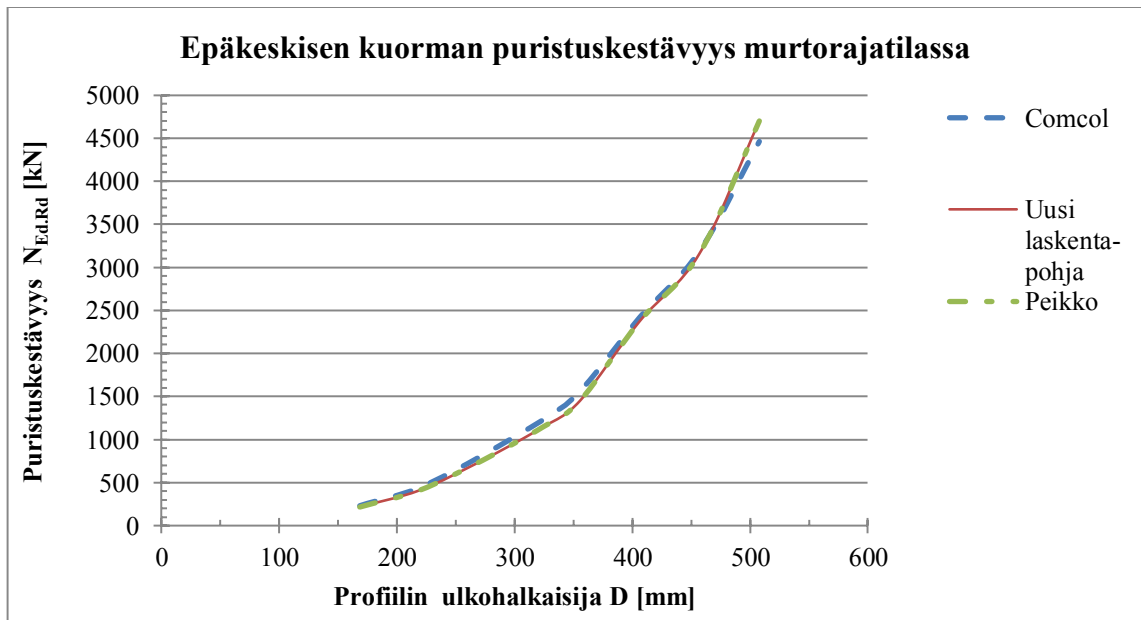
Tarkastellaan seuraavaksi laskentaohjelmien yhteisvaikutuskestävyyksien tuloksia murtorajatilassa ja palotilanteessa. Laskettavien rakenteiden lähtötiedot ovat samat kuin luvussa 5.2. Murtorajatilan yhteisvaikutuskestävyydet eri laskentaohjelmille on esitetty taulukossa 20 sekä kuvissa 23 ja 24. Taulukossa 21 esitetään murtorajatilan kestävyyksien suhteellinen ero tämän diplomityön laskentapohjaan verrattuna. Palotilanteen yhteisvaikutuskestävyydet esitetään taulukossa 22 sekä kuvissa 25 ja 26. Suhteelliset erot on lisätty taulukkoon 23.

Taulukko 20. Laskentaohjelmien avulla määritetyt murtorajatilan yhteisvaikutuskestävyyden arvot 1. testisarjan poikkileikkauksille.

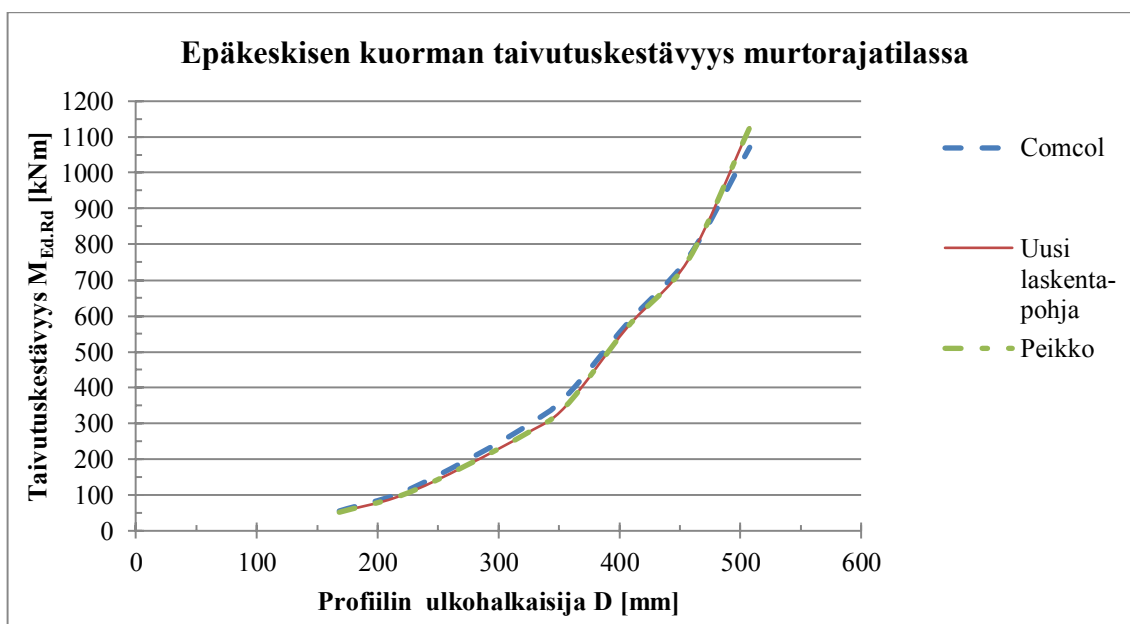
PL	Comcol		Uusi laskentapohja		Peikko	
	MRT: $N_{Ed,Rd}$ [kN]	MRT: $M_{Ed,Rd}$ [kNm]	MRT: $N_{Ed,Rd}$ [kN]	MRT: $M_{Ed,Rd}$ [kNm]	MRT: $N_{Ed,Rd}$ [kN]	MRT: $M_{Ed,Rd}$ [kNm]
1	232,3	55,8	217,1	52,0	217,3	52,0
2	442,1	106,1	406,7	97,4	408,4	97,8
3	817,1	196,1	759,3	181,9	759,3	181,9
4	1228,3	294,8	1142,0	273,6	1142,0	273,6
5	1560,1	374,4	1451,1	347,7	1451,1	347,7
6	2413,5	579,2	2372,9	568,7	2372,9	568,7
7	3183,6	764,1	3155,3	756,3	3155,3	756,3
8	4460,7	1070,6	4702,4	1127,4	4702,4	1127,4

Taulukko 21. 1. testisarjan yhteisvaikutuskestävyyden suhteelliset erot murtorajatilassa.

PL	Comcol vs. Uusi laskentapohja		Peikko vs. Uusi laskentapohja	
	$N_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero	$M_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero	$N_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero	$M_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero
1	7 %	7 %	0 %	0 %
2	9 %	9 %	0 %	0 %
3	8 %	8 %	0 %	0 %
4	8 %	8 %	0 %	0 %
5	8 %	8 %	0 %	0 %
6	2 %	2 %	0 %	0 %
7	1 %	1 %	0 %	0 %
8	-5 %	-5 %	0 %	0 %



Kuva 23. Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.



Kuva 24. Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

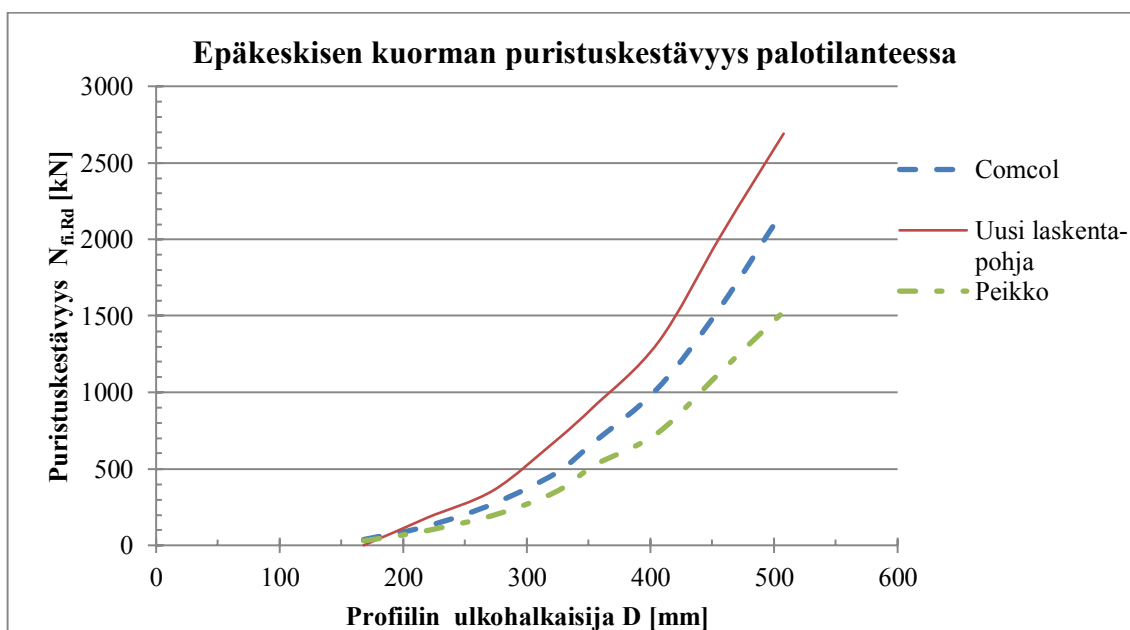
Tuloksista huomataan, että Comcolin avulla lasketut tulokset ovat nyt huomattavasti lähempänä muiden laskentamenetelmien tuloksia kuin mitä ne olivat luvun 6.1.1 aksiaalisen puristuskestävyyden vertailussa. Comcolin erot johtuvat käytetyn laskentamenetelmän valinnoista, joita ei voida Comcolin käyttöliittymästä nähdä. Yhteisvaikutuskestävyyden murtorajataarkastelut osoittavat, että uuden laskentapohjan tulokset ovat oikeelliset.

Taulukko 22. Laskentaohjelmien avulla määritetyt palotilanteen yhteisvaikutuskestävyyden arvot 1. testisarjan poikkileikkauksille.

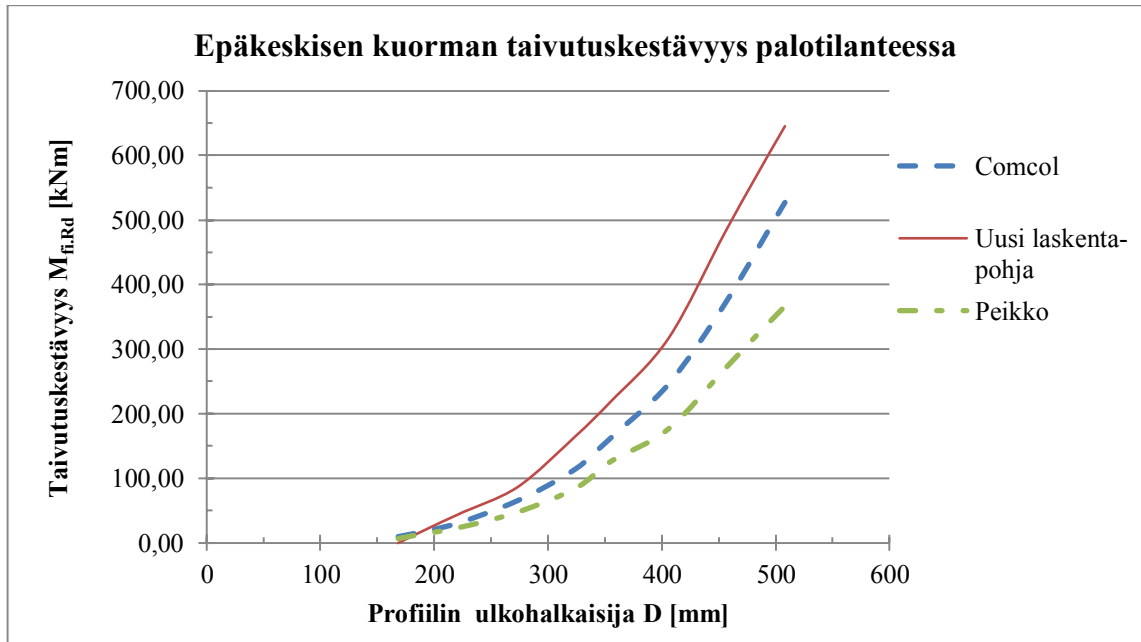
PL	Comcol		Uusi laskentapohja		Peikko		Palon- kesto- luokka
	Palo- tilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palo- tilanne: $M_{fi,Rd}$ [kNm]	Palo- tilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palo- tilanne: $M_{fi,Rd}$ [kNm]	Palo- tilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palo- tilanne: $M_{fi,Rd}$ [kNm]	
1	38,4	9,2	-	-	29,4	7,1	R60/-
2	124,7	29,9	179,1	42,8	96,1	23,1	R60
3	271,1	65,1	360,0	86,2	198,5	47,6	R60
4	474,9	114,0	687,3	164,7	349,7	83,9	R60
5	681,4	163,5	915,4	219,3	526,3	126,3	R60
6	1028,1	246,8	1327,0	318,0	738,2	177,2	R60
7	1560,4	374,5	2023,8	485,1	1135,4	272,5	R60
8	2195,0	526,8	2692,7	645,5	1527,4	366,6	R60

Taulukko 23. 1. testisarjan yhteisvaikutuskestävyyden suhteelliset erot palotilanteessa.

PL	Comcol vs. Uusi laskentapohja		Peikko vs. Uusi laskentapohja	
	$N_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero	$M_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero	$N_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero	$M_{Ed,Rd}$ Suhteellinen ero
1	-	-	-	-
2	-30 %	-30 %	-46 %	-46 %
3	-25 %	-25 %	-45 %	-45 %
4	-31 %	-31 %	-49 %	-49 %
5	-26 %	-25 %	-43 %	-42 %
6	-23 %	-22 %	-44 %	-44 %
7	-23 %	-23 %	-44 %	-44 %
8	-18 %	-18 %	-43 %	-43 %



Kuva 25. Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.



Kuva 26. Laskentaohjelmilla määritetty 1. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Taulukoista 22 ja 23 sekä kuvista 25 ja 26 havaitaan, että laskentapohjien palomitoitustulokset poikkeavat selkeästi toisistaan. Luvussa 6.1.1 todettiin, että diplomityön laskentapohjan tulokset ovat oikeelliset, joten Suomen kansallisen liitteen uusi yksinkertainen palomitoitusmenetelmä antaa testisarjan mukaan suurimmat kestävyiden arvot, kun liit-topilarien raudoitus on suhteellisen pieni: $\rho_s \leq 3 \%$.

Peikon laskentaohjelma noudattaa palotilanteen yhteisvaikutuskestävyyden määrittämisessä SCI:n julkaisun (P259 2000) mukaista menetelmää. Menetelmässä redusoidaan murtorajatilán yhteisvaikutuskestävyyden arvoa, jonka perusteella määritetään palomitoituksen yhteisvaikutuskestävyys. Tämän diplomityön laskentapohjassa käytetty Suomen kansallisen liitteen uusi yksinkertainen palomitoitusmenetelmä (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) ei laske yhteisvaikutuskestävyyttä murtorajatilán yhteisvaikutuskäyrän avulla. Menetelmä redusoi palotilanteen aksiaalista puristuskestävyyttä luvun 4.5 mukaisesti. Tästä johtuen Peikon palotilanteen yhteisvaikutuskestävyys poikkeaa merkittävästi diplomityön laskentapohjan yhteisvaikutuskestävyydestä.

Comcolin palomitoituksen periaatteet eivät olleet tiedossa tässä tutkimuksessa. Tästä johtuen laskentaohjelmien eroavaisuuksia täytyy tarkastella vielä toisella testisarjalla, jossa poikkileikkausten raudoitussuhde ρ_s nostetaan tasolle 5–6 %.

6.2 Toinen testisarja

Tehdään toinen testisarja, joissa poikkileikkaukset 2–8 pysyvät samoina, mutta muutetaan niiden rauditusmääriä siten, että rauditusasteet ρ_s kasvavat tasolle 5–6 %. Jätetään poikkileikkaus 1 tarkastelusta kokonaan pois, koska kyseinen teräsputki on niin

pieni, ettei sen sisälle voida saada järkevällä raudoitussijoittelulla 5–6 % raudoitussuhdetta. Uuden testisarjan poikkileikkaukset 2–8 on esitetty taulukossa 24.

Taulukko 24. Toisen testisarjan poikkileikkaukset 2–8.

PL	D [mm]	t [mm]	Raudoituksen suojabetonipaksuus [mm]	Raudoitus φ [mm]	Raudoitus- määrä	Raudoitussuhde [%]
2	219,1	5	30	20	6	5,808
3	273	6	30	25	6	5,826
4	323,9	6	30	25	8	5,418
5	355,6	6	30	32	6	5,49
6	406,4	8	30	32	8	5,68
7	457	8	30	25	16	5,421
8	508	10	30	32	12	5,441

Tässä testisarjassa ei ole mukana Peikon laskentaohjelman tuloksia. Ne jätetään tarkastelusta pois, koska luvun 6.1 testauksessa havaittiin, että Peikon laskentaohjelma eroaa merkittävästi tämän diplomityön laskentapohjan tuloksista ainoastaan palotilanteen yhteisvaikutuskestävyydessä. Peikon palomitoituksessa käytetty menetelmä ja sen valinnat ovat tiedossa, joten toista testisarjaa ei tarvitse tarkastella eroavaisuuksien ymmärtämiseksi.

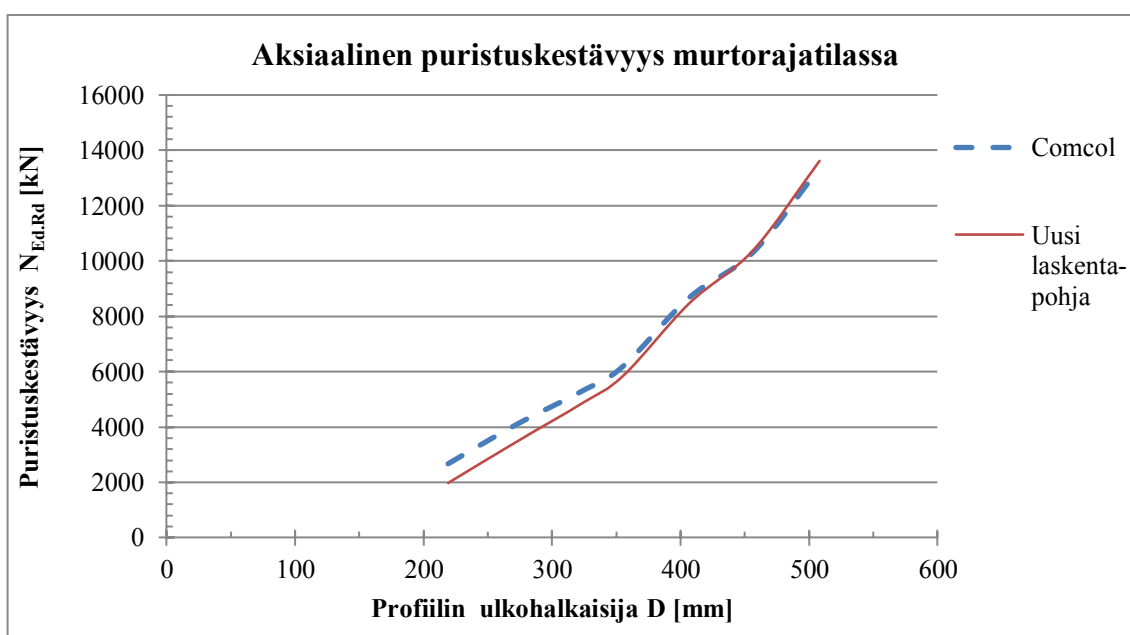
Muutoin testisarjan lähtötiedot ovat samat kuin luvussa 5.2. Tämän testisarjan avulla pyritään selvittämään, muuttuivatko laskentaohjelmien tulosten suhteelliset erot, kun raudoitussuhde on normaalia suunnittelua vastaava, pilarien taivutusmomenttien ollessa suhteellisen suuria.

6.2.1 Aksiaalinen puristuskestävyys

Toisen testisarjan mukaiset aksiaaliset puristuskestävyydet murtorajatilassa ja palotilanteessa esitetään tässä luvussa. Murtorajatilan laskentatulokset on listattu taulukkoon 25 ja ne esitetään kuvassa 27. Palotilanteen aksiaalisen puristuskestävyyden arvot esitetään taulukossa 26 ja kuvassa 28.

Taulukko 25. Laskentaohjelmilla määritetty murtorajatilan aksiaalinen puristuskestävyys 2. testisarjan poikkileikkauksille.

PL	Comcol	Uusi laskentapohja	Suhteellinen ero
	MRT: N_{Rd} [kN]	MRT: N_{Rd} [kN]	
2	2683,0	1966,0	36 %
3	4111,0	3484,9	18 %
4	5304,0	4863,9	9 %
5	6210,0	5867,7	6 %
6	8680,0	8450,3	3 %
7	10345,0	10404,9	-1 %
8	13385,0	13620,0	-2 %

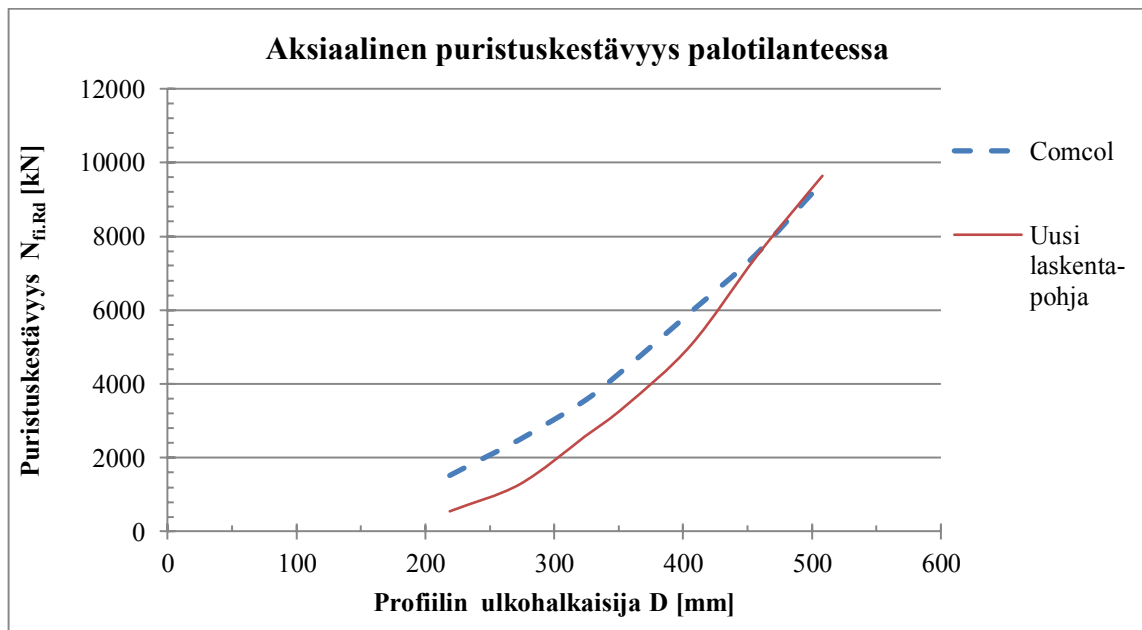


Kuva 27. Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Murtorajatilan tuloksista huomataan, että Comcolin erot suhteessa uuteen laskentapohjaan kasvavat verrattuna luvun 6.1.1 murtorajatilan aksiaaliseen puristuskestävyyteen. Tarkastellaan seuraavaksi vielä palotilanteen aksiaalisia puristuskestävyyksiä.

Taulukko 26. Laskentaohjelmilla määritetty palotilanteen aksiaalinen puristuskestävyys 2. testisarjan poikkileikkauksille.

	Comcol	Uusi laskentapohja		
PL	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Suhteellinen ero	Palonkesto- luokka
2	1520,0	539,1	182 %	R60
3	2499,0	1279,9	95 %	R60
4	3559,0	2573,1	38 %	R60
5	4435,0	3411,0	30 %	R60
6	5967,0	5055,1	18 %	R60
7	7534,0	7454,2	1 %	R60
8	9489,0	9639,9	-2 %	R60



Kuva 28. Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan aksiaalisen puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

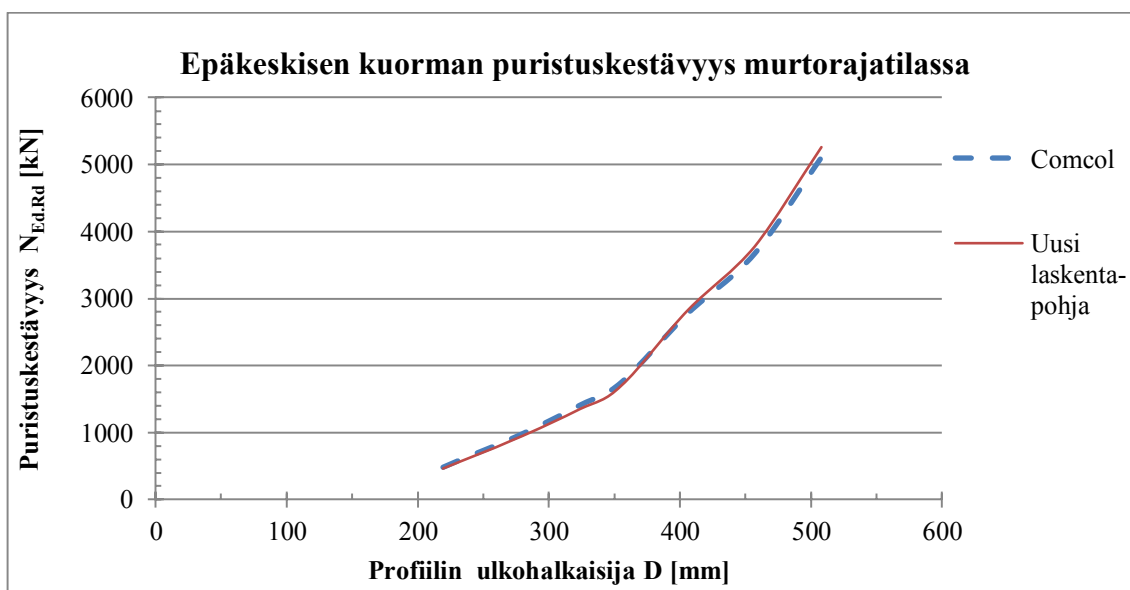
Vertaamalla luvun 6.1.1 taulukoita 18 ja 19 tämän luvun taulukoihin 25 sekä 26, huomataan, että Comcolin aksiaalisen puristuksen tulokset kasvavat suhteessa diplomityön laskentapohjan tuloksiin. Suhteellisen eron kasvaminen voisi mahdollisesti viitata siihen, että Comcol hyödyntää raudoitusta laskennallisesti enemmän, jos raudoitussuhde ρ_s kasvaa tietyn raja-arvon yli. Comcolin laskentaan verrattuna Suomen kansallisen liitteen uusi yksinkertainen palomitoitusmenetelmä (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) antaa pienillä putkiprofiileilla varmemmalla puolella olevan palotilanteen aksiaalisen puristuskestävyyden arvon. Suurilla putkiprofiileilla Suomen kansallisen liitteen mukainen laskenta antaa puolestaan palotilanteen aksiaaliselle puristuskestävyydelle suurempia arvoja kuin Comcolin laskentamenetelmä.

6.2.2 Yhteisvaikutuskestävyys

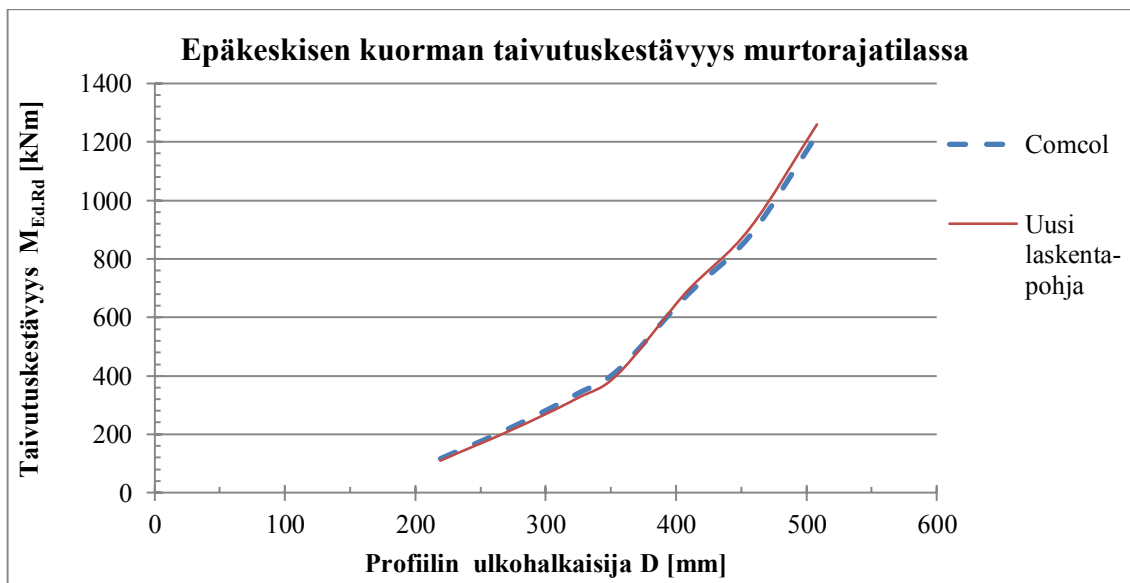
Määritetään seuraavaksi toisen testisarjan yhteisvaikutuskestävyydet murtorajatilassa ja palotilanteessa. Esitetään ensin murtorajatilassa mukaiset yhteisvaikutuskestävyydet taulukossa 27, sekä kuvissa 29 ja 30.

Taulukko 27. Laskentaohjelmien avulla määritetyt murtorajatilassa yhteisvaikutuskestävyyden arvot 2. testisarjan poikkileikkauksille.

PL	Comcol		Uusi laskentapohja		N _{Ed,Rd} Suhteellinen ero	M _{Ed,Rd} Suhteellinen ero
	MRT: N _{Ed,Rd} [kN]	MRT: M _{Ed,Rd} [kNm]	MRT: N _{Ed,Rd} [kN]	MRT: M _{Ed,Rd} [kNm]		
2	483,5	116,0	460,2	110,2	5 %	5 %
3	921,8	221,2	889,5	213,1	4 %	4 %
4	1403,0	336,7	1345,6	322,5	4 %	4 %
5	1750,7	420,2	1698,3	407,0	3 %	3 %
6	2780,6	667,3	2829,8	678,4	-2 %	-2 %
7	3670,7	881,0	3781,6	906,6	-3 %	-3 %
8	5101,5	1224,4	5257,7	1260,7	-3 %	-3 %



Kuva 29. Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.



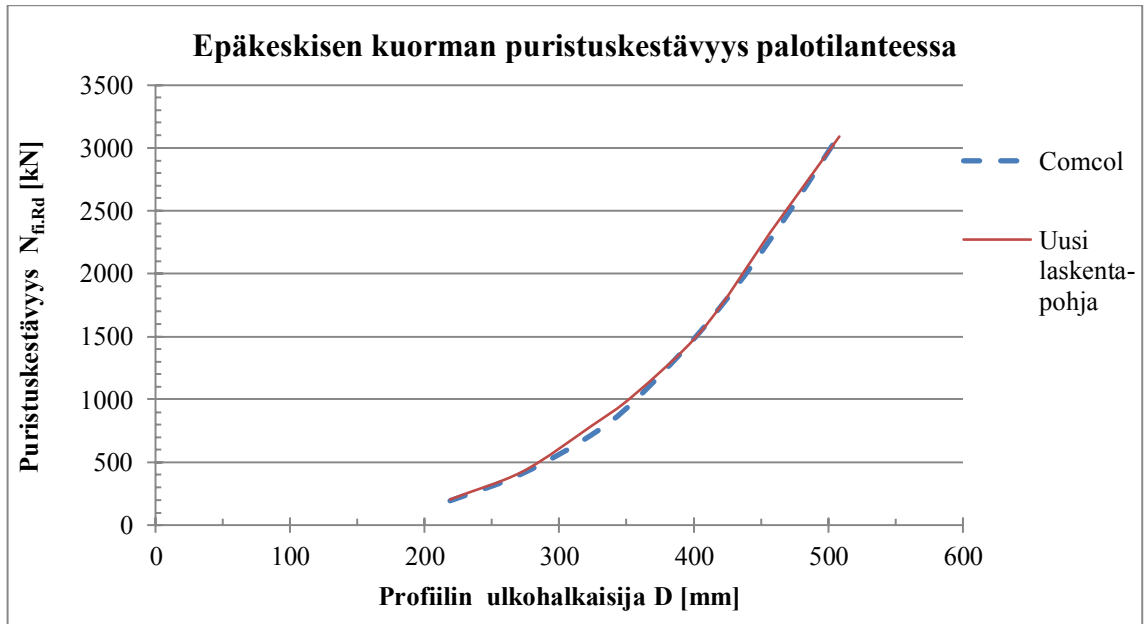
Kuva 30. Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Tuloksista huomataan, että Comcolin murtorajatilan yhteisvaikutuksen arvot ovat edelleen lähes samat kuin tämän diplomityön laskentapohjassa. Kun vertaillaan taulukoiden 21 ja 27 arvoja, huomataan, että laskentapohjien suhteelliset erot pienenevät toisessa testisarjassa verrattuna ensimmäiseen testisarjaan. Näin ollen suuremmilla raudoitussuhteiden arvoilla Comcolin murtorajatilan yhteisvaikutuskestävyys on lähes sama kuin standardissa EN 1994-1-1.

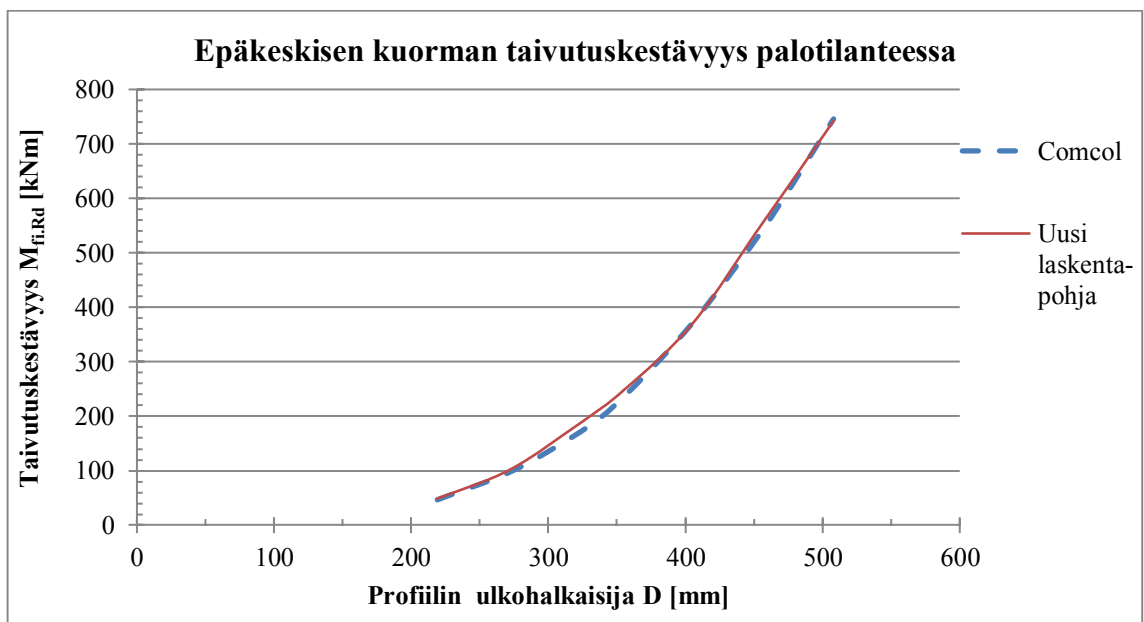
Palotilanteen mukaiset yhteisvaikutuskestävyydet on esitetty taulukossa 28 sekä kuvissa 31 ja 32. Myös Comcolin palotilanteen yhteisvaikutuskestävyyden suhteelliset erot uuteen laskentapohjaan verrattuna esitetään taulukossa 28.

Taulukko 28. Laskentaohjelmien avulla määritetyt palotilanteen yhteisvaikutuskestävyyden arvot 2. testisarjan poikkileikkauksille.

PL	Comcol		Uusi laskentapohja		$N_{fi,Rd}$ Suhteellinen ero	$M_{fi,Rd}$ Suhteellinen ero	Palonkesto-luokka
	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palotilanne: $M_{fi,Rd}$ [kNm]	Palotilanne: $N_{fi,Rd}$ [kN]	Palotilanne: $M_{fi,Rd}$ [kNm]			
2	191,5	46,0	203,1	48,6	-6 %	-5 %	R60
3	410,6	98,5	428,1	102,5	-4 %	-4 %	R60
4	719,1	172,6	788,7	189,0	-9 %	-9 %	R60
5	984,3	236,2	1035,5	248,2	-5 %	-5 %	R60
6	1560,8	374,6	1555,4	372,8	0 %	0 %	R60
7	2270,7	545,0	2325,8	557,6	-2 %	-2 %	R60
8	3107,7	745,8	3093,4	741,7	0 %	1 %	R60



Kuva 31. Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman puristuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.



Kuva 32. Laskentaohjelmilla määritetty 2. testisarjan epäkeskisen kuorman taivutuskestävyyden arvo palotilanteessa (R60) pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Nyt palotilanteen normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuskestävyydestä huomataan, että Comcolin palomitoitusmenetelmä antaa lähes samat palomitoituksen kestävyysarvot palonkestoluokalle R60. Näin ollen voidaan olettaa, että Comcolin laskentatapa muuttuu raudoitussuhteen lisäyksen perusteella. Uuden laskentapohjan yhteisvaikutuskestävyyden tulokset raudoitussuhteen arvoilla 5–6 % ovat hyvin lähellä Comcolin arvoja. Tästä johtuen voidaan selkeästi todeta uuden laskentapohjan palotilanteen laskennan olevan verifioitu myös momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuksessa.

6.3 Toisen kertaluvun vaikutusten arviointi

Tässä luvussa vertaillaan Comcolin ja uuden laskentapohjan toisen kertaluvun momenttien tuloksia. Comcolin toisen kertaluvun momentin määrittäminen perustuu yleiseen menetelmään, jossa momenttia lisätään rakenteen siirtymän mukaisesti. Siirtymä määritetään lujuusopin perusteiden avulla (Rautaruukki Oyj 2008). Tämän diplomityön laskentapohjassa toisen kertaluvun momentin määrittäminen on luvun 3.4.2 mukainen. Kyseinen luku perustuu Eurokoodiin (SFS-EN 1994-1-1 2005). Vertailussa käytetään murtorajatilamitoituksen arvoja.

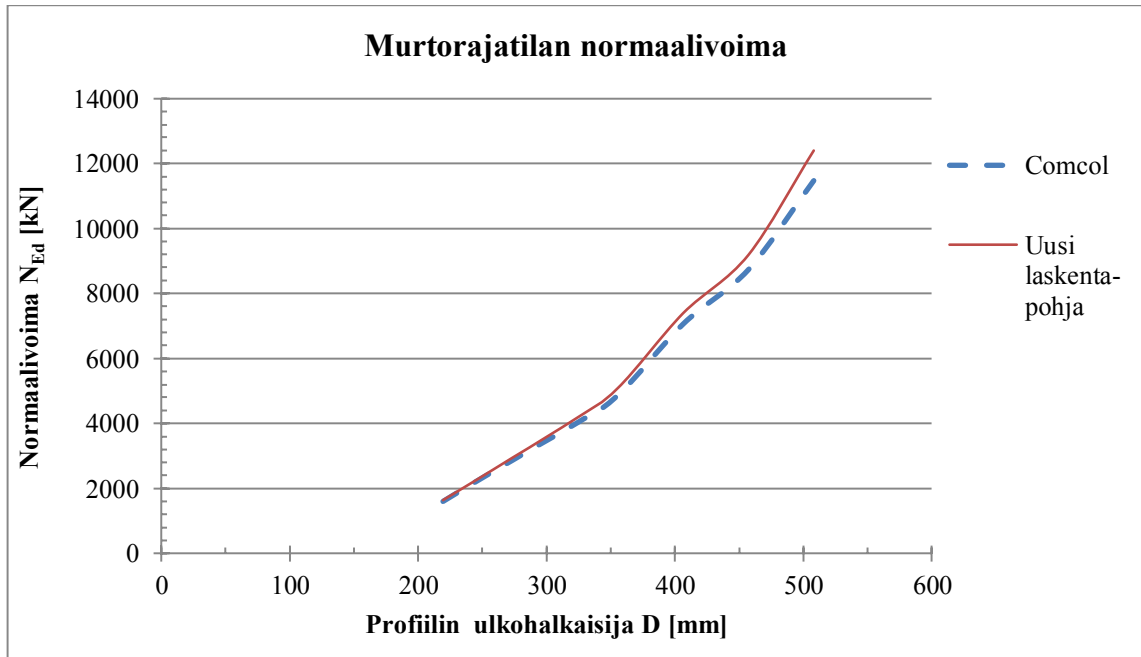
Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaan toisen kertaluvun vaikutukset huomioidaan, jos kaavan (3.22) mukainen ehto ei ole voimassa. Näin ollen pilariin vaikuttavan puristusvoiman N_{Ed} täytyy olla suhteellisen suuri verrattuna kimmoteorian mukaiseen kriittiseen kuormaan N_{cr} . Tällöin pilarin ensimmäisen kertaluvun momentin täytyy olla suhteellisen pieni yhteisvaikutuskestävyydestä johtuen. Tämän luvun rakennemalliksi valitaan molemmista päistään nivelellinen liittopilari, jonka yläpään normaalivoiman N_{Ed} epäkeskisyys e_0 on 10 mm. Normaalivoima koostuu pelkästään pysyvistä kuormista. Pilarin korkeus on 3,5 m.

Luvussa 6.2 huomattiin, että Comcolin ja uuden laskentapohjan väliset kestävyystulokset olivat hyvin lähellä toisiaan, kun poikkileikkaukset ovat taulukon 24 mukaisia. Näin ollen tutkimuksen selkeyden ja tarkkuuden vuoksi tämän luvun laskennassa käytetään samoja poikkileikkauksia kuin luvussa 6.2.

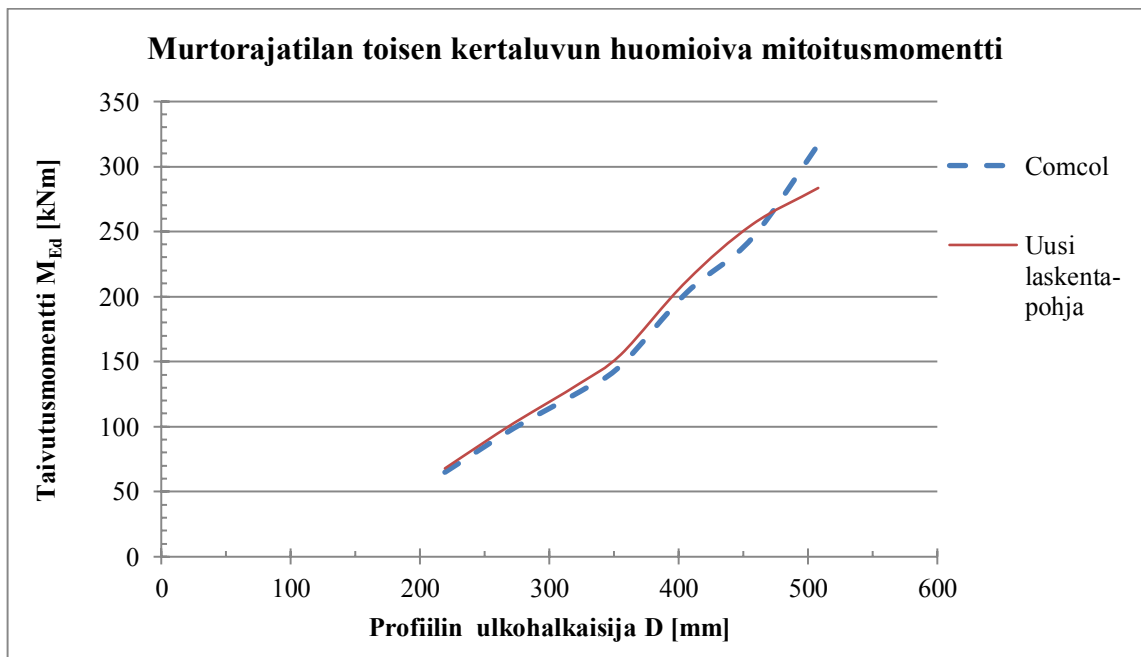
Edellä esitettyjen lähtötietojen perusteella poikkileikkauksille 2–8 on haettu murtorajatilanteen yhteisvaikutuskestävyydelle maksimikäyttöaste, jolloin rakenteen kuormitus on yhtä suuri kuin rakenteen kestävyys. Maksimikäyttöasteen mukainen normaalivoima N_{Ed} ja sitä vastaava toisen kertaluvun huomioon otettava mitoitusmomentti M_{Ed} on esitetty taulukossa 29 sekä kuvissa 33 ja 34.

Taulukko 29. Laskentaohjelmien normaalivoima ja sitä vastaava toisen kertaluvun momentti.

PL	Comcol		Uusi laskentapohja		$N_{Ed,Rd}$	$M_{Ed,Rd}$
	MRT: N_{Ed} [kN]	MRT: M_{Ed} [kNm]	MRT: N_{Ed} [kN]	MRT: M_{Ed} [kNm]	Suhteellinen ero	Suhteellinen ero
2	1609,0	65,0	1639,1	67,9	-2 %	-4 %
3	2865,0	99,0	2939,5	102,6	-3 %	-3 %
4	4030,0	127,0	4184,5	133,1	-4 %	-5 %
5	4868,0	147,0	5085,0	155,6	-4 %	-6 %
6	7057,0	203,0	7385,4	212,2	-4 %	-4 %
7	8738,0	245,0	9195,0	255,3	-5 %	-4 %
8	11469,0	317,0	12406,2	283,5	-8 %	12 %



Kuva 33. Pilariin vaikuttava normaalivoima N_{Ed} murtorajatilassa pilarin ulkohalkaisijan funktiona.



Kuva 34. Toisen kertaluvun huomioiva mitoitusmomentti M_{Ed} pilarin ulkohalkaisijan funktiona.

Tuloksista nähdään, että Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukainen toisen kertaluvun huomioiva menetelmä antaa taivutusmomentille lähes samat arvot kuin Comcolin yleinen menetelmä. Ainoa merkittävä ero on poikkileikkauksessa 8. Tämän diplomityön laskentapohjan laskentaa tarkastellessa huomataan, että poikkileikkaus 8:ssa rakenteen kriittinen nurjahduskuorma on niin suuri, että kaavan (3.22) ehto tulee voimaan. Tällöin toisen kertaluvun vaikutuksia ei huomioida.

Suuri poikkeus testisarjan viimeisen poikkileikkauksen mitoitusmomenteissa johtuu siitä, että Comcolin laskennassa luvun 3.1.3 mukainen alkukäyryys on laskettu alkuepäkeskisyysnä. Tällöin ensimmäisen kertaluvun momentin laskennassa alkuepäkeskisyys kasvattaa suurimman päätemomentin arvoa. Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaisessa laskennassa alkukäyryydestä aiheutuvan momentin kuvaaja on paraabeli. Kun toisen kertaluvun vaikutuksia ei huomioida, laskentapohja hakee alkukäyryyden ja päätemomenttien summan maksimipisteen. Täytyy huomata, että kyseistä momentin arvoa ei voida suoraan laskea suurimman päätemomentin ja alkukäyryyden maksimipisteen summana.

Kun Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaisessa laskennassa toisen kertaluvun vaikutukset huomioidaan, pilarin momenttikuvaaaja redusoidaan ekvivalentin momentin kertoimen β avulla suorakaiteen muotoiseksi. Tällöin alkukäyryydestä aiheutuvan momentin maksimi-arvo summataan suurimman päätemomentin redusoituun arvoon. Laskennan periaate on esitetty luvussa 3.4.2.

6.4 Johtopäätökset

Tässä diplomityössä tuotetun laskentapohjan tuloksia verrattiin kattavasti Comcol- ja Peikon ohjelmistoilla saatuihin tuloksiin. Vertailu sisälsi 8 erikokoista pilaripoikkileikkausta sekä eri raudoitussuhteen arvoja. Vertailun avulla saatiin varmuutta laskentapohjan oikeellisuudesta sekä pystyttiin päättämään ohjelmien välisten erojen syitä. Murtorajatilien tarkasteluissa eri ohjelmat antoivat hyvin samansuuntaisia tuloksia. Palomitoituksessa eroja syntyi enemmän. Poikkeavuudet johtuvat käytetyistä standardeista ja mitoitusvalinnoista.

Tämän diplomityön laskentapohjan palomitoitus voidaan todeta Comcolin ja Peikon laskentaohjelmien avulla oikeelliseksi. Tästä johtuen luvussa 5.2 aloitettu verifiointi voidaan päättää myös palomitoituksen osalta ja olettaa, että uusi laskentapohja on luotettava työkalu pyöreiden liittopilarien eurokoodin mukaisessa mitoituksessa murtorajatilassa ja palotilanteessa.

Luvussa 6.3 arvioitiin Eurokoodin (SFS-EN 1994-1-1 2005) mukaista toisen kertaluvun laskentamenetelmää verrattuna Comcolin yleiseen menetelmään (Rautaruukki Oyj 2008). Eurokoodin menetelmä on voitu mieltää epävarmaksi, mutta luvun 6.3 testaus osoittaa, että menetelmä on varmemmalla puolella Comcoliin verrattuna. Eurokoodin menetelmän etuna on sen yksinkertaisuus. Yleisessä menetelmässä toisen kertaluvun vaikutuksia täytyy arvioida iteroimalla ja se vaatii asiaan perehtymistä. Joissain tilanteissa yleisen menetelmän tarkkuuden avulla voidaan kuitenkin suunnitella kevyempiä rakenteita luotettavuustasoa heikentämättä.

7. YHTEENVETO

Tämän työn päätavoitteena oli koota selkeä kokonaisuus eurokoodin mukaiselle pyöreän betoni-teräs-liittopilarin suunnittelulle ja mitoitukselle murtorajatilassa ja palotilanteessa. Tutkielman luvuissa 2–4 on esitetty kaikki keskeiset tiedot betonitäytteisten putkiliittopilarien kestävyysmitoitukseen. On syytä huomauttaa, että todellinen suunnittelutyö täytyy kuitenkin aina perustua standardeihin ja suunnittelijan täytyy varmistaa käytetyn standardin voimassaolo. Tämä diplomityö toimii hyvänä suunnittelun ohjeena ja työ auttaa perehtymään aiheeseen.

Diplomityön yhteydessä on tehty monikerrosliittopilarin laskentapohja, joka noudattaa lukujen 2–4 mukaisia mitoitusperiaatteita. Liitteessä A on esimerkki laskentapohjan kakkerospilarin kestävyysmitoituksesta. Tutkielman yhtenä tavoitteena oli selvittää kyseisen laskentapohjan varmuustaso muihin laskentapohjiin verrattuna. Laskentapohjan testaus suoritettiin luvuissa 5.2 ja 6. Vertailun tuloksiin nojautuen voidaan todeta, että uuden laskentapohjan tulokset ovat oikeelliset ja pohja on käytettyjen standardien rajoissa luotettava.

7.1 Uusi palomitoitusmenetelmä

Putkiliittopilarien palomitoituksen uuden teknisen ohjeen NCCI 1 -mitoitusmenetelmä esitettiin luvussa 4. Kyseinen mitoitusmenetelmä on suurimmilta osin samanlainen kuin Teräsrakenneyhdistyksen ja Suomen betoniyhdistyksen ohjekirjan by58 (TRY/by58 2012) mukainen palomitoitusmenetelmä. Kyseiset menetelmät eroavat epäkeskisen kuorman laskentatavassa.

Luvussa 6 palomitoituksen tulosten suuri poikkeavuus eri mitoitusmenetelmien välillä kuvaa hyvin, kuinka epäselvää putkiliittopilarien palomitoitus suunnittelualalla on. Alalla ei ole päästy selkeään yhteisymmärrykseen yhdestä palomitoitusmenetelmästä, jonka avulla putkiliittopilarien paloajan käyttäytymistä ja kestävyyttä arvioitaisiin. Suomen kansallisen liitteen liite NCCI 1 (SFS-EN 1994-1-2 NA 2016) tuo suunnitteluun vielä yhden uuden laskentamenetelmän betonitäytteisten putkiliittopilarien palomitoitukseen.

Lukujen 5.2 ja 6 testitulosten avulla voidaan todeta, että NCCI 1:n laskentamenetelmä antaa järkeviä kestävyysarvoja muihin laskentamenetelmiin nähden. Uusi laskentamenetelmä tulee todennäköisesti selkeyttämään putkiliittopilarien palomitoitusta Suomessa, koska se on ilmaiseksi saatavilla Ympäristöministeriön internet-sivuilla.

Uuden palomitoitusmenetelmän heikkoutena on, että sen momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuksen huomioon ottavan kestävyyslausekkeen taustateoriaa ei pystytä ohjeen perusteella toteamaan. Ohjeessa ei selitetä, millä tavoin kyseiseen lausekkeeseen on päädytty, eikä lausekkeen yhteydessä ole lähdeviittauksia. Diplomityön taustatutkimuksen yhteydessä ei löytynyt NCCI 1:n taustateoriaa, jonka avulla voitaisiin ymmärtää yhteisvaikutuksen huomioon ottavan laskentakaavan periaate.

7.2 Toisen kertaluvun arviointi

Diplomityön osana haluttiin tutkia myös Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015) mukaista toisen kertaluvun analysointimenetelmää. Menetelmän tuloksia verrattiin Ruukin mukaiseen iterointimenetelmään (Rautaruukki Oyj 2008), jota Comcol-ohjelmisto käyttää. Vertailu tehtiin luvussa 6.3.

Luvun 6.3 tulosten perusteella Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015) mukainen toisen kertaluvun analysointimenetelmä on varmalla puolella. Kyseinen menetelmä antaa yksinkertaisen tavan ottaa toisen kertaluvun momentti huomioon suunnittelussa. Jos rakenteita halutaan analysoida tarkemmin, täytyy toisen kertaluvun vaikutuksia arvioida lujuusopin periaatteita noudattaen.

7.3 Jatkotutkimustarpeet

Tämän diplomityön tutkimusrajaukset aiheuttavat jatkotutkimustarpeita. Diplomityön ohjeiden laajentaminen koskemaan myös neliöputkiliittopilareita on työn keskeisimpiä kehityskohteita. Niissä poikkileikkausominaisuudet lasketaan eri kaavoilla kuin luvussa 2 on esitetty. Neliöputkiliittopilareille vino taivutus täytyy huomioida eri tavalla kuin kaavalla (2.30). Diplomityön laskentapohjaan tulisi myös lisätä mahdollisuus neliöputkiliittopilarien laskemiseen.

Luvussa 5.1 esitettiin, että laskentapohjassa konsolien ylä- ja alapuolen taivutusmomentit voivat olla z-akselilla eri suuntaiset. Laskentapohjassa ne otetaan aina huomioon samamerkkisinä. Kyseinen yksinkertaistus on varmalla puolella, mutta paremman laskentatuloksen vuoksi kyseistä yksinkertaistusta täytyisi tutkia enemmän.

Luvun 1.3 mukaisesti laskentapohjan plastisen puristuskestävyyden laskennassa tehtiin rajausta, että teräsputkesta johtuvaa betonin sulkemisvaikutusta ei oteta huomioon. Laskentapohjan tarkkuuden kehittämiseksi laskentaan tulisi vielä lisätä luvussa 3.2 esitetty sulkemisvaikutuksesta aiheutuva puristuskestävyyden muutos.

Vaikka tutkimuksen luvussa 6.3 arvioitiin Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015) mukaista toisen kertaluvun analysointimenetelmää, olisi eroavaisuuksia syytä selvittää vielä tarkemmin. Tässä työssä toista kertalukua analysoitiin seitsemän poikkileikkauksen

avulla vertaillen Comcolin ja uuden laskentapohjan tuloksia keskenään. Vertailun ongelmana on niissä olevien standardien eroavaisuudet. Toisen kertaluvun mukaista analyysiä täytyisi tutkia iterointimenetelmällä standardin EN 1994-1-1 mukaisilla rakennemalleilla. Tällöin toisen kertaluvun huomioon ottavan kertoimen k ja rakenteen todellisen toisen kertaluvun siirtymien välinen vertailu olisi tarkempi.

LÄHTEET

Alakopsa, A. (2010), Betonitäytteiset putkiliittopilarit, Oulun yliopisto, Konetekniikan osasto, Oulu, 104 s.

Betoni-teräs -liittorakenteet (2016), Ohje, Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Ympäristöministeriö, Helsinki.

E1 (2011), Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakennusten paloturvallisuus, määräykset ja ohjeet 2011, Ympäristöministeriö, Helsinki.

Johnson, R.P. (2004), Composite Structures of Steel and Concrete, Third Edition ed. Blackwell Publishing, Oxford, 230 p.

Juvonen, J. (2013), Teräsbetoni- ja liittopilarin palomitoitus R180 luokkaan eurokoodin mukaisesti, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan laitos, Tampere, 131 s.

Koponen, P. (2009), SKOL Eurocode-laskentapohjahanke, organisaatio ja ohjelmat, luentoesitys, 26.3.2009, BY-päivä.

Leskelä, M. Tekniikan tohtori, SFS-EN 1994-1-2 NA teknisen ohjeen NCCI 1 vastuuhenkilö, Julkaisematon sähköpostikeskustelu, 7.3.2017.

Leskelä, M. (2009), Inconsistencies in the Fire Design Rules of Composite Columns to EN 1994-1-2, Leeds, United Kingdom, July 8–10, 2009.

Narayanan, R.S. & et al. (2009), Osa 1: Eurokoodimitoituksen perusteet, in: Silvennoinen, K., Hietanen, T. & Tikanoja, T. (ed.), Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, RTT ry & betoniteollisuus.

Outinen, H. & Salmi, T. (2004), Lujuusopin perusteet, Pressus Oy, Tampere, 464 s.

P259 (2000), The fire resistance of concrete filled tubes to Eurocode 4, SCI.

Peltomaa, M. (2008), Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu Eurokoodien mukaan, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan laitos, Tampere, 258 s.

Rakenteiden toiminnallinen palomitoitus (2008), Teräsrakenneyhdistys ry, Helsinki.

Rautaruukki Oyj (2008), Liittopilari tuoteohje, 22 s.

Salmi, T. & Kuula, K. (2012), Rakenteiden mekaniikka, Pressus Oy, Tampere.

SFS Eurokoodiesite (2014), Eurokoodit, EN-standardit, Rakentamismääräyksistä eurokoodeihin, Suomen Standardisoimisliitto SFS RY.

SFS-EN 1990 (2006), Eurokoodi, Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1990 NA (2016), Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990, Ympäristöministeriö, Helsinki.

SFS-EN 1991-1-1 (2002), Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1991-1-2 (2003), Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1992-1-1 (2015), Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1993-1-1 (2005), Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1994-1-1 (2005), Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1994-1-2 (2014), Eurokoodi 4: Betoni-teräs liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteellinen palomitoitus, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1994-1-2 NA (2016), Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-2, Ympäristöministeriö, Helsinki.

SFS: Eurokoodit, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, web page. Available (accessed 16.5.2017): <https://www.sfs.fi/aihealueet/eurokoodit>

Soivio, J. Diplomi-insinööri, tutkimus ja kehitysinsinööri, Peikko Group, Lahti, Julkaisematon sähköpostikeskustelu, 14.5.2017.

TRY/by58 (2012), Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus: Eurocode 4 -oppikirja BY 58, Suomen Betoniyhdistys ry & Teräsrakenneyhdistys ry, Helsinki.

Wang, Y.C. (2004), Composite Columns, in: Nethercot, E.A. (ed.), Composite Construction, Taylor & Francis, London, pp. 58–80.

Wang, Y.C. & Orton, A.H. (2008), Fire resistant design of concrete filled tubular steel columns, The Structural Engineer, (7), pp. 40–45.

LIITE A: KAKSIKERROSLIITTOPILARIN KESTÄVYYSLASKENTA, NIVELELLINEN PERUSTUSLIITOS

Laskennan lähtötiedot

Suunnitellaan toimistorakennuksen kaksikerroksinen putkiliittopilari. Rakenteen lähtötiedot ovat seuraavat:

- Luotettavuusluokka RC2, joten kerroin $K_{fi} = 1$
- Rakenteen standardipalon mukainen palonkestoluokka on R90.
- Kerrostasot koostuvat 50 mm pintalaatasta, 320 mm ontelolaatoista ja WQ-palkeista.
- Kerrostasojen omat painot ovat seuraavat:
 - Pintalaatta: $g_{pl.k} = 25 \text{ kN/m}^3$
 - Ontelolaatta saumattuna: $g_{ol.k} = 4 \text{ kN/m}^2$
 - WQ palkki: $g_{WQ.k} = 1,4 \text{ kN/m}$
- Kerrostasojen hyötykuorma on:
 - $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- WQ-palkit siirtävät kerrostasojen kuormat pilarille konsolien välityksillä. Konsolin kuormien epäkeskisyys rakenneputken ulkopintaan on $e = 50 \text{ mm}$.
- Pilarin moduuliväli on 8 metriä molempiin pääsuuntiin.
- Pilarin perustusliitos on nivelellinen
- Pilarin kerroskorkeudet ovat
 - $L_1 = 3,6 \text{ m}$
 - $L_2 = 3,6 \text{ m}$
- Kerrosväleille ei suunnitella lisäkonsoleita

Murtorajatilan kuormitusyhdistelyt

Tehdään kerrostasojen kuormituksille resultantit pilarin toiselle puolelle:

$$\text{Pintalaatta: } N_{Ek.pl} = g_{pl.k} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 8 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} = 40 \text{ kN}$$

$$\text{Ontelolaatta: } N_{Ek.ol} = g_{ol.k} \cdot (8 \text{ m} - 340 \text{ mm}) \cdot 4 \text{ m} = 122,56 \text{ kN}$$

$$\text{WQ-palkki: } N_{Ek.WQ} = g_{WQ.k} \cdot 4 \text{ m} = 5,6 \text{ kN}$$

$$\text{Hyötykuorma: } N_{Ek.q} = q_k \cdot 8 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} = 80 \text{ kN}$$

Lasketaan EN 1990 mukaiset STR-kuormitusyhdistelyt:

Kuormitusyhdistely 1:

$$N_{Ed,1} = 1,35 \cdot (N_{Ek,pl} + N_{Ek,ol} + N_{Ek,WQ}) = 227,016 \text{ kN}$$

Kuormitusyhdistely 2:

$$N_{Ed,2} = 1,15 \cdot (N_{Ek,pl} + N_{Ek,ol} + N_{Ek,WQ}) + 1,5 \cdot N_{Ek,q} = 313,384 \text{ kN}$$

Kuormitusyhdistelyn 2 arvo on suurempi, joten laskentapohjaan sijoitetaan murtorajatilassa resultantit:

Pysyvä kuorma: $N_{Ed,G} = 1,15 \cdot (N_{Ek,pl} + N_{Ek,ol} + N_{Ek,WQ}) = 193,384 \text{ kN}$

Hyötykuorma: $N_{Ed,q} = 1,15 \cdot N_{Ek,q} = 120 \text{ kN}$

Palotilanteen kuormitusyhdistelyt

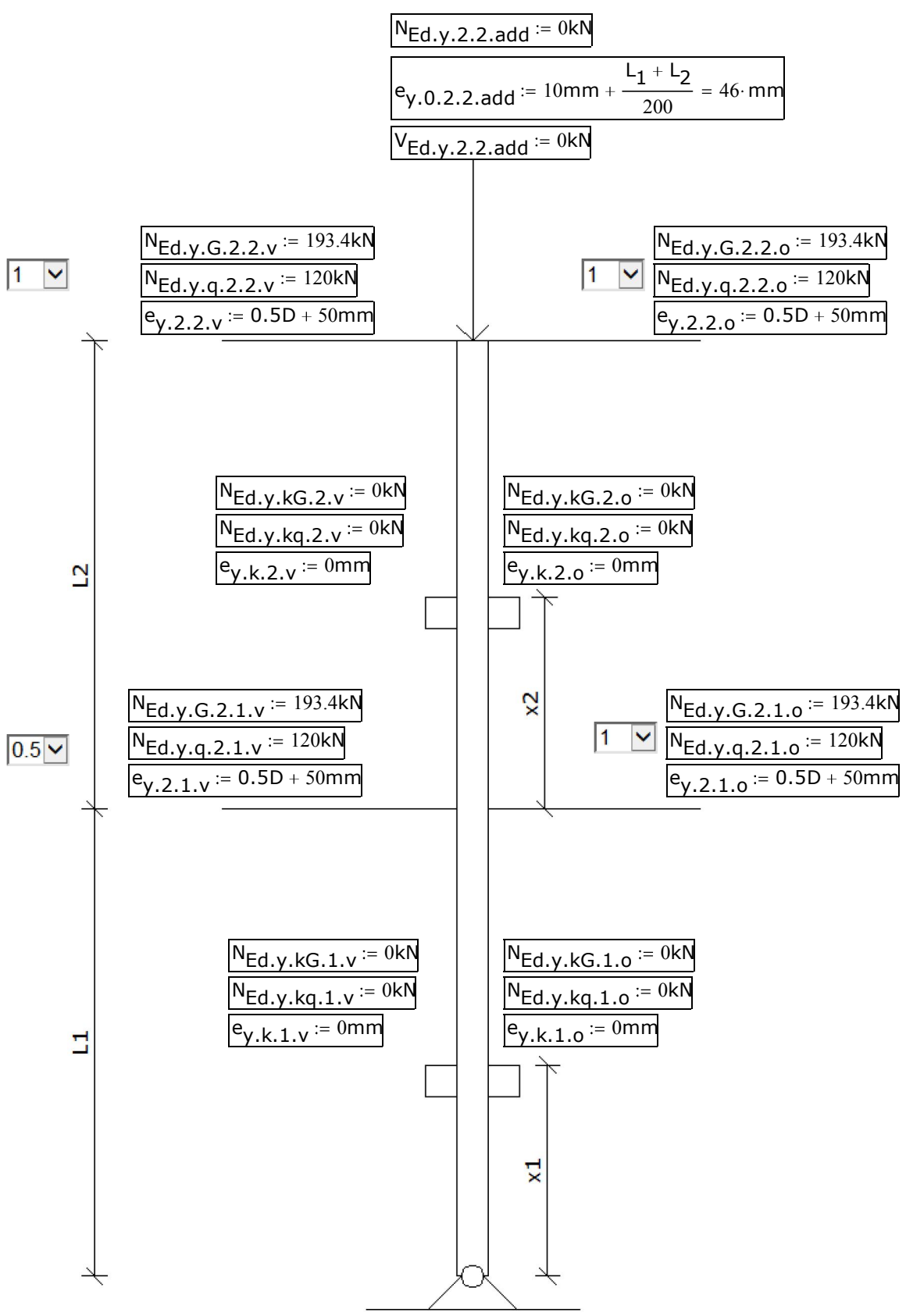
Tehdään kerrostasojen kuormituksille vielä EN 1990 mukaiset palotilanteen kuormitusyhdistelyt:

Pysyvä kuorma: $N_{fi,Ed,G} = (N_{Ek,pl} + N_{Ek,ol} + N_{Ek,WQ}) = 168,16 \text{ kN}$

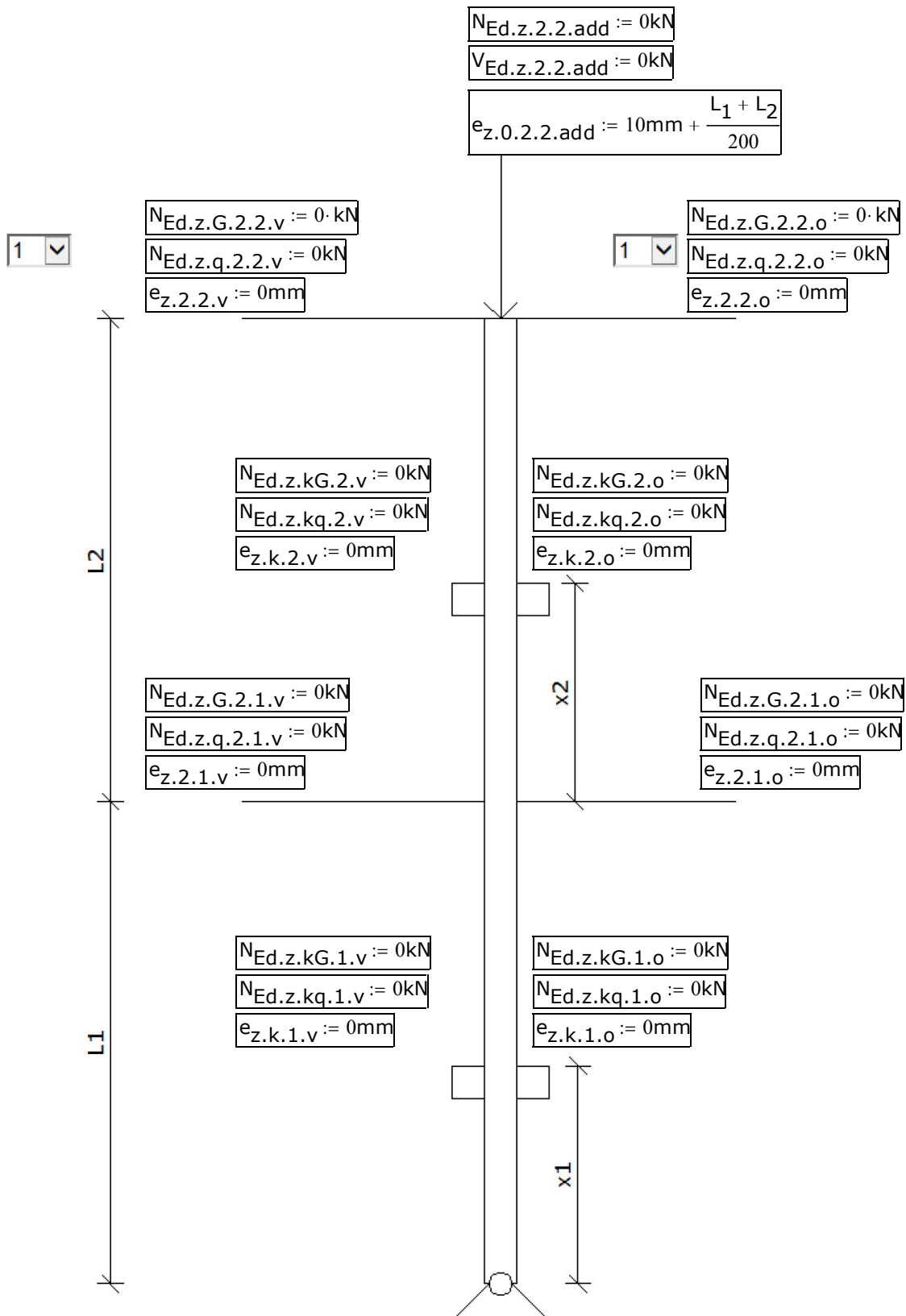
Muuttuva kuorma: $N_{fi,Ed,q} = \psi_2 \cdot N_{Ek,q} = 0,3 \cdot N_{Ek,q} = 24 \text{ kN}$

Sijoitetaan resultantit laskentapohjaan ja määritetään tarvittava liittopilaripoikkileikkaus.

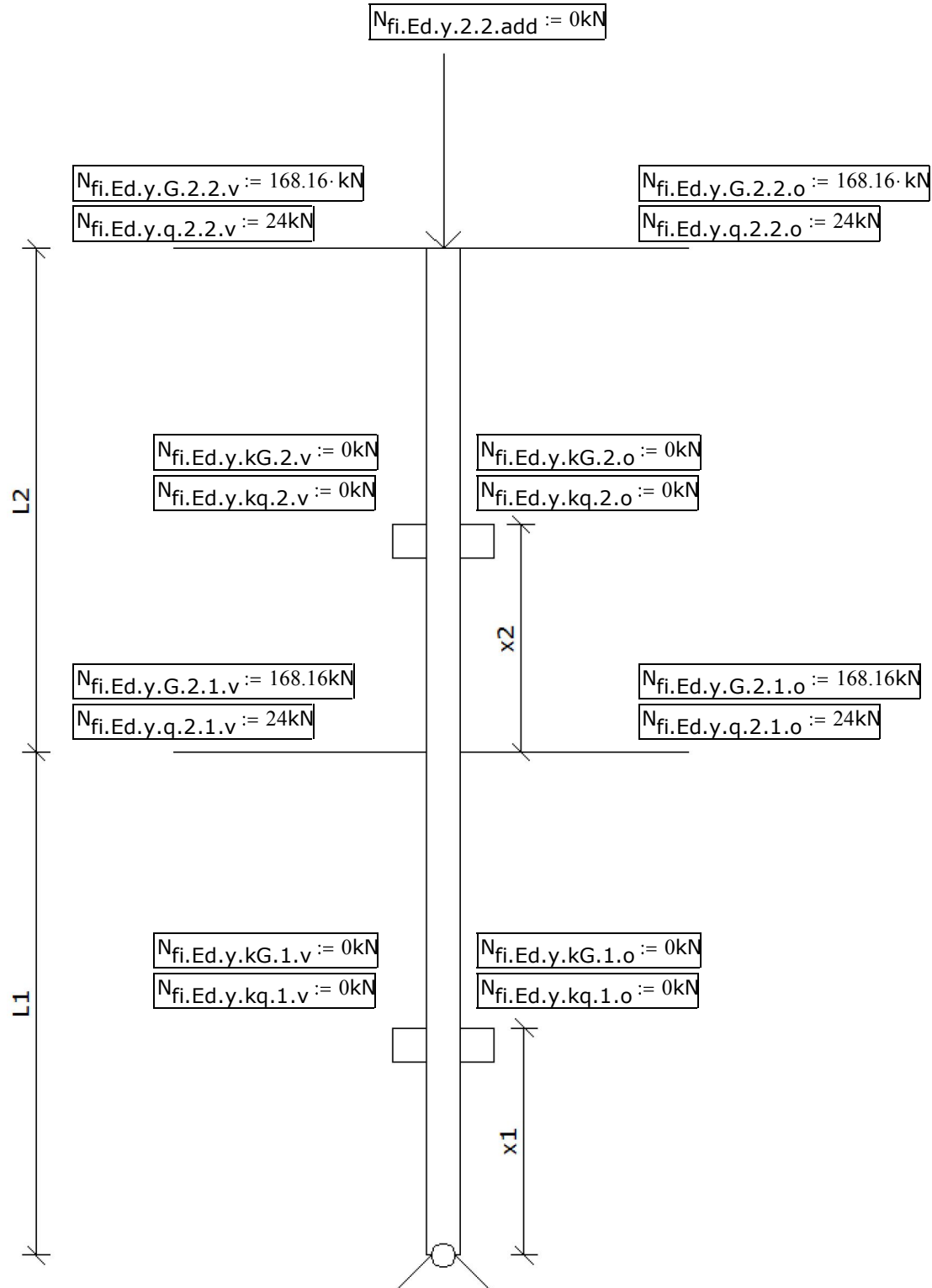
Murtorajatilan mitoituskuormat, y-suunta:



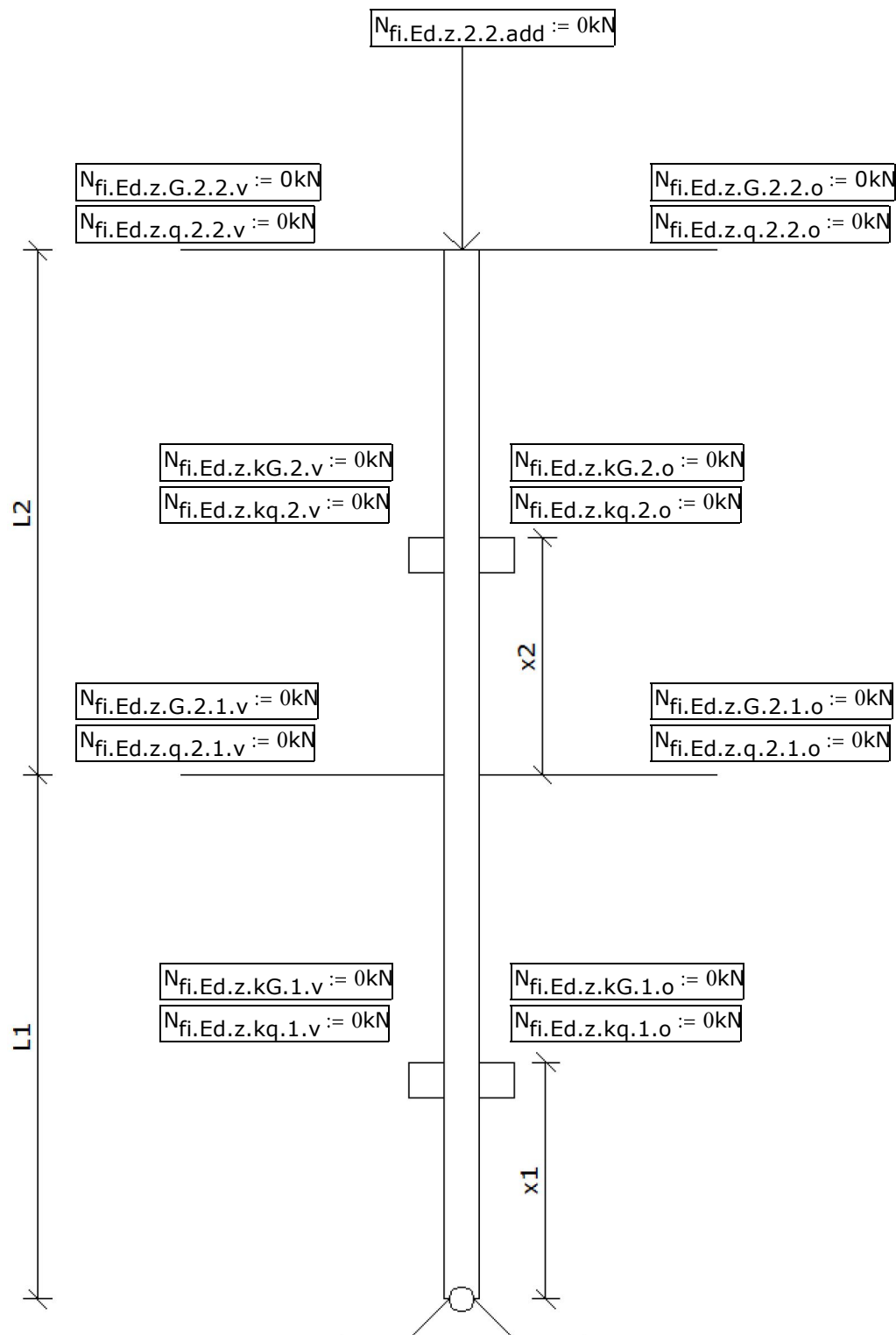
Murtorajatilan mitoituskuormat, z-suunta:



Palotilan mitoituskuormat, y-suunta



Palotilan mitoituskuormat, z-suunta



Kuormitusten laskenta

Yhteenveto pilarin ulkoisista mitoituskuormista:**Murtorajatila:**

Pilarin 1 mitoitusmomentit	$M_{Ed.C1.bot} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{Ed.C1.top} = -5.595 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Konsolin 1 mitoitusmomentit:	$M_{Ed.k1.bot} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{Ed.k1.top} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Pilarin 1 leikkausvoimat:	$V_{Ed.C1.bot} = 1.554 \cdot \text{kN}$ $V_{Ed.C1.top} = 0 \cdot \text{kN}$
Pilarin 1 normaalivoima:	$N_{Ed.C1} = 1193.6 \cdot \text{kN}$
<hr/>	
Pilarin 2 mitoitusmomentit	$M_{Ed.C2.bot} = 5.595 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{Ed.C2.top} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Konsolin 2 mitoitusmomentit:	$M_{Ed.k2.bot} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{Ed.k2.top} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Pilarin 2 leikkausvoimat:	$V_{Ed.C2.bot} = 0 \cdot \text{kN}$ $V_{Ed.C2.top} = 1.554 \cdot \text{kN}$
Pilarin 2 normaalivoima:	$N_{Ed.C2} = 626.8 \cdot \text{kN}$

Palotila:

Palotilan voimien pienennyskerroin EN 1994-1-2 kohdan 2.4.2 mukaisesti: $\eta_{fi,i} := \frac{N_{fi,Ed,i}}{N_{Ed,i}}$



Palotilan pienennyskerroin	$\eta_{fi,1} = 0.634$ $\eta_{fi,2} = 0.613$
Pilarin 1 mitoitusmomentit	$M_{fi,Ed,C1,bot} := \eta_{fi,1} \cdot M_{Ed,C1,bot} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{fi,Ed,C1,top} := \eta_{fi,1} \cdot M_{Ed,C1,top} = -3.547 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Konsolin 1 mitoitusmomentit:	$M_{fi,Ed,k1,bot} := \eta_{fi,1} \cdot M_{Ed,k1,bot} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{fi,Ed,k1,top} := \eta_{fi,1} \cdot M_{Ed,k1,top} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Pilarin 1 leikkausvoimat:	$V_{fi,Ed,C1,bot} := \eta_{fi,1} \cdot V_{Ed,C1,bot} = 0.985 \cdot \text{kN}$ $V_{fi,Ed,C1,top} := \eta_{fi,1} \cdot V_{Ed,C1,top} = 0 \cdot \text{kN}$
Pilarin 1 normaalivoima:	$N_{fi,Ed,C1} := \eta_{fi,1} \cdot N_{Ed,C1} = 756.64 \cdot \text{kN}$
<hr/>	
Pilarin 2 mitoitusmomentit	$M_{fi,Ed,C2,bot} := \eta_{fi,2} \cdot M_{Ed,C2,bot} = 3.431 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{fi,Ed,C2,top} := \eta_{fi,2} \cdot M_{Ed,C2,top} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Konsolin 2 mitoitusmomentit:	$M_{fi,Ed,k2,bot} := \eta_{fi,2} \cdot M_{Ed,k2,bot} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{fi,Ed,k2,top} := \eta_{fi,2} \cdot M_{Ed,k2,top} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Pilarin 2 leikkausvoimat:	$V_{fi,Ed,C2,bot} := \eta_{fi,2} \cdot V_{Ed,C2,bot} = 0 \cdot \text{kN}$ $V_{fi,Ed,C2,top} := \eta_{fi,2} \cdot V_{Ed,C2,top} = 0.953 \cdot \text{kN}$
Pilarin 2 normaalivoima:	$N_{fi,Ed,C2} := \eta_{fi,2} \cdot N_{Ed,C2} = 384.32 \cdot \text{kN}$

Materiaalien osavarmuusluvut ja kertoimet

Betoni (EN 1992-1-1, 2.4.2.4)	$\gamma_c := 1.5$
Betoniteräs (EN 1992-1-1, 2.4.2.4)	$\gamma_s := 1.15$
Rakenneteräs (EN 1993-1-1, 6.1)	$\gamma_a := 1$
Putkipilareissa käytettävä betonin kerroin:	$\alpha_{cc} := 1$

Palotilan osavarmuusluvut:

Betoni (EN 1994-1-2, 2.3)	$\gamma_{M.fi.c} := 1$
Betoniteräs (EN 1994-1-2, 2.3)	$\gamma_{M.fi.s} := 1$
Rakenneteräs (EN 1994-1-2, 2.3)	$\gamma_{M.fi.a} := 1$

Käytettävät materiaalit:**Rakenneteräs:**

Kuumavalssatun rakenneputken teräslajit sekä myötö -ja vetomurtolujuudet SFS-EN 1993-1-1 taulukon 3.1 mukaan, kun teräksen nimellispaksuus on 40 mm tai pienempi.

Teräslaji :=

S 355 NH/NLH ▼

Vapaavalintainen myötölujuus:

$f_{y.käyttäjä} := 300 \text{ MPa}$

Huom! valitse vetolaatikosta teräslaji:
Käyttäjän määrit. jos käytät omaa lujuutta



Rakenneteräksen myötölujuus:

$$f_y = 355 \cdot \text{MPa}$$

Rakenneteräksen kimmokerroin:

$$E_a = 210 \cdot \text{GPa}$$

Rakenneteräksen myötölujuuden mitoitusarvo:

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$$

Betoni:

SFS-EN 1992-1-1 taulukkoon 3.1 perustuvat betonin materiaaliarvot. Standardin 1994-1-1 kohdan 6.7.1 (2)P mukaisesti liittopilareiden laskentakaavat pätevät, jos betonin lieriölujuus on välillä 20 - 60 MPa.

Betonilaatu :=

C30/37 ▼



Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
(EN 1991-1-1, 2.4.1.2 (2)P)

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus:

$$f_{cm} = 38 \cdot \text{MPa}$$

Betonin kimmokerroin:

$$E_{cm} = 33000 \cdot \text{MPa}$$

Muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla:

$$\epsilon_{c1} = 0.002$$

Betoniteräs:

Betoniteräksen B500B materiaaliominaisuudet ovat standardin SFS 1268 mukaiset. Standardin SFS-EN 1994-1-1 kohdan 3.2 mukaan betoniteräksen kimmokertoimen voidaan käyttää samaa arvoa kuin rakenneteräksessä.

Betoniteräslaji :=

B500B ▼



Betoniteräksen nimellinen vetomurtolujuus:

$$f_{sk} = 500 \cdot \text{MPa}$$

Betoniteräksen kimmokerroin liittorakenteessa:

$$E_s = 210 \cdot \text{GPa}$$

Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo:

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Rakenteen poikkileikkausarvot:**Rakenneputken poikkileikkausarvot:**Rakenneputken ulkohalkaisija: Käyttäjän määrittämä halkaisija: $D_{\text{käyttäjä}} := 660 \text{ mm}$ Huom! valitse vetolaatikosta:
Käyttäjän määrit. jos käytät omaa mittaaLaskennassa käytettävä halkaisija: $D = 273 \cdot \text{mm}$ Rakenneputken seinämävahvuus: Käyttäjän määrittämä seinämävahvuus: $t_{\text{käyttäjä}} := 12.5 \text{ mm}$ Huom! valitse vetolaatikosta:
Käyttäjän määrit. jos käytät omaa mittaa

Plastisen kestävyuden saavuttamiseksi seuraavan ehdon täytyy olla voimassa EN 1994-1-1 taulukon 6.3 mukaan, jotta paikallista lommahdusta ei tarvitse tarkastaa.

$$\text{Lommahdusehto} := \text{if} \left(\frac{D}{t} \leq 90 \cdot \frac{235 \text{ MPa}}{f_y}, \text{"OK"}, \text{"LOMMAHDUS TÄYTYY TARKASTAA"} \right)$$

Lommahdusehto Rakenneputken sisähalkaisija: $D_c := D - 2 \cdot t = 261 \cdot \text{mm}$ Ympyräpoikkileikkauksisen rakenneputken ala: $A_a := \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - D_c^2) = 50.328 \cdot \text{cm}^2$ Ympyräpoikkileikkauksisen rakenneputken neliömomentti: $I_a := \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - D_c^4) = 4487.084 \cdot \text{cm}^4$ Ympyräpoikkileikkauksisen rakenneputken plastinen taivutusvastus: $W_{p,a} := \frac{D^3}{6} - \frac{D_c^3}{6} = 427.806 \cdot \text{cm}^3$ **Betoniterästen poikkileikkausarvot:**Pilarissa käytettävien terästen määrä Betoniterästen halkaisija: $\phi := \phi_{\text{raw}} \cdot \text{mm} = 20 \cdot \text{mm}$

Pääterästen yhteispinta-ala:

$$A_s := \frac{\phi^2}{4} \cdot \pi \cdot n_{\text{rauta}} = 25.133 \cdot \text{cm}^2$$

Terästen suojabetonipaksuus: $u := u_{\text{raw}} \cdot \text{mm} = 0.04 \text{ m}$

Pääterästen välinen keskiöetäisyys

 $D_s := D - 2 \cdot t - 2 \cdot u - \phi = 161 \cdot \text{mm}$ 

Pääterästen neliömomentti:

$$I_s = 820.615 \cdot \text{cm}^4$$

Raudoituksen plastinen taivutusvastus:

$$W_{p,s} := 1.7 \cdot A_s \cdot \frac{D_s}{6} = 114.647 \cdot \text{cm}^3$$

Betonin poikkileikkausarvot:

Betonin poikkileikkausala:

$$A_C := \frac{\pi \cdot D_C^2}{4} - A_S = 509.888 \cdot \text{cm}^2$$

Halkeilemattoman betonin neliömomentti:

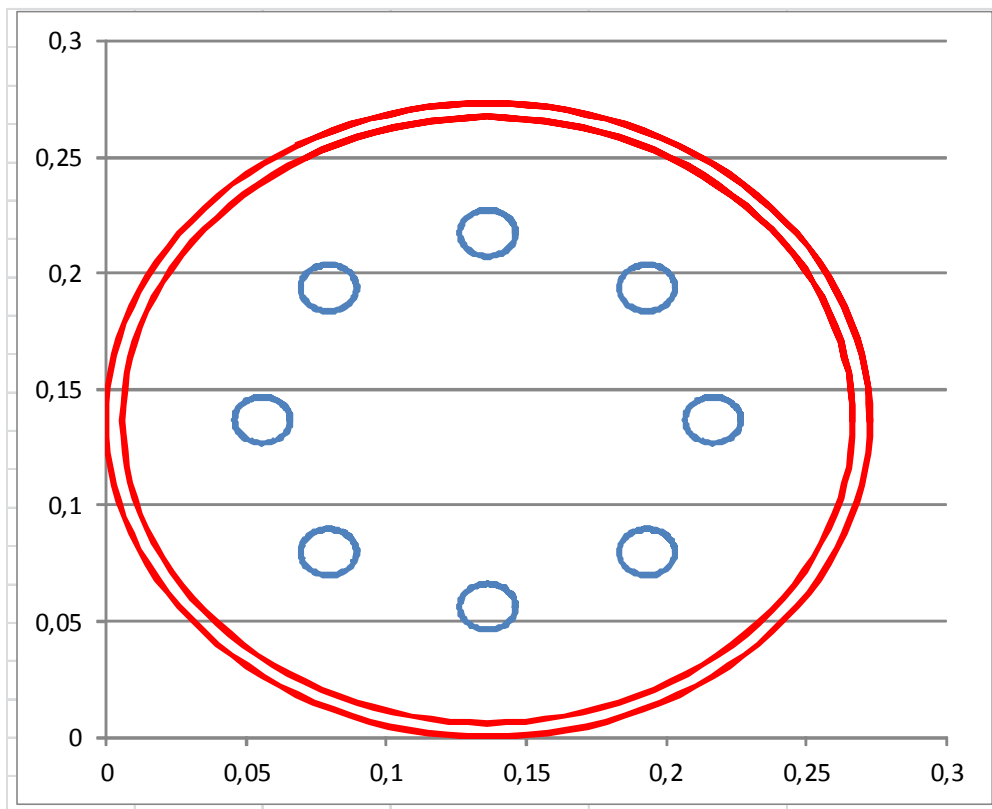
$$I_C := \frac{\pi \cdot D_C^4}{64} - I_S = 21958.242 \cdot \text{cm}^4$$

Halkeilemattoman betonin plastinen taivutusvastus:

$$W_{p.c} := \frac{D_C^3}{6} - W_{p.s} = 2848.616 \cdot \text{cm}^3$$

Rakenteen raudoitussuhde:

$$\rho_S := \frac{A_S}{A_C} = 4.929 \cdot \%$$

Rakenteen poikkileikkaus:

Murtorajatilalaskennan mitoitusuureet:

Mitoitettava pilari

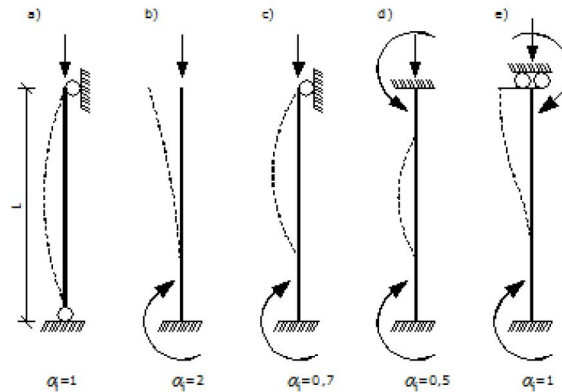
Pilari :=

C1 ▾

Pilarin nurjahduskerroin:

 $\alpha_i :=$

- ☒ a
☐ b
☐ c
☐ d
☐ e

 $\alpha_i = 1$ 

Pilarin nurjahduspituus:

$$L_c := L \cdot \alpha_i = 3.6 \text{ m}$$

Konsolin korkeus pilarin alapäästä:

$$x_{\text{konsoli}} = 0$$

Pilarin alkukäyryys raudoitussuhteen mukaan:

$$e_0 = 18 \cdot \text{mm}$$

Alapään momentti ulkoisista kuormista:

$$M_{\text{Ed.C.bot}} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Yläpään momentti ulkoisista kuormista:

$$M_{\text{Ed.C.top}} = -5.595 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Mitoitusmomentin arvo konsolin alapuolella

$$M_{\text{Ed.k.bot}} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Mitoitusmomentin arvo konsolin yläpuolella

$$M_{\text{Ed.k.top}} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pilarin normaalivoima ulkoisista kuormista:

$$N_{\text{Ed.C}} = 1193.6 \cdot \text{kN}$$

Pilarin oma paino:

$$N_{\text{g.Ed}} = 3.006 \cdot \text{kN}$$

Pilarin pysyvä normaalivoima:

$$N_{\text{G.Ed}} = 776.606 \cdot \text{kN}$$

Pilarin kokonaisnormaalivoima:

$$N_{\text{Ed}} := N_{\text{Ed.C}} + N_{\text{g.Ed}} = 1196.606 \cdot \text{kN}$$

Pilarin leikkausvoima:

$$V_{\text{Ed}} = 1.554 \cdot \text{kN}$$

Toisen kertaluvun mukaan ottava kerroin: $k_m := \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{cr.eff}}}}$ ■



Päätemomenttien välinen suhde:

$$r = 0$$

Päätemomentin ehto

$$\text{Pääte_ehto} := \text{if}(-1 \leq r \leq 1, \text{"OK"}, \text{"NOT OK"})$$

Pääte-ehto

OK

Ekvivalentin momentin kerroin päätemomentille:

$$\beta := \max(0.66 + 0.44r, 0.44) = 0.66$$

Voimasuureta varten käytettävä kalibrointikerroin:

$$K_0 := 0.9$$

Betonin jäykkyyden korjauskerroin:

$$K_e := 0.6$$

Voimasuureta varten käytettävä korjauskerroin:

$$K_{e.II} := 0.5$$

Betonin virumaluku (suositusarvo):

$$\varphi_t := 2$$

Betonin tehollinen kimmokerroin:

$$E_{c,eff} := E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \varphi_t} = 14.36 \cdot \text{GPa}$$

Rakenteen taivutusjäykkyys:

$$EI_{eff} := E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{c,eff} \cdot I_c = 13.038 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Voimasuureta varten käytettävä taivutusjäykkyys:

$$EI_{eff.II} := K_0 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e.II} \cdot E_{c,eff} \cdot I_c) = 11.451 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma:

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{L_c^2} = 9.929 \cdot \text{MN}$$

Voimasuureta varten käytettävä kriittinen kuorma:

$$N_{cr,eff} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff.II}}{L_c^2} = 8.72 \cdot \text{MN}$$

Toisen kertaluvun mukaan ottava kerroin: $k_m := \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} = 1.159$ Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon jos $\alpha_{cr} := \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} = 8.298 \geq 10$ Toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon

Pilarin mitoitusmomentti:

$$\max(M_{Ed.C.(x)} \cdot k_m \cdot \beta + N_{Ed.C(x)} \cdot e_0 \cdot k_m, M_{Ed.C.top} \cdot k_m \cdot \beta, M_{Ed.C.top}, M_{Ed.C.bot} \cdot k_m \cdot \beta$$

$$M_{Ed.C.bot}, M_{Ed.k.bot(x)} \cdot k_m \cdot \beta + N_{Ed.C(x)} \cdot e_0 \cdot k_m, M_{Ed.k.bot(x)} + N_{Ed.C(x)} \cdot e_0$$

$$M_{Ed.k.top(x)} \cdot k_m \cdot \beta + N_{Ed.C(x)} \cdot e_0 \cdot k_m, M_{Ed.k.top(x)} + N_{Ed.C(x)} \cdot e_0)$$

$$M_{Ed} = 29.245 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Yksinkertaistetun menetelmän ehdot:

Betoniraudoituksen enimmäismäärä: $A_{s,max} := 0.06A_c = 3059.33 \cdot \text{mm}^2$

Raudoitusehto := if($A_{s,max} \geq A_s$, "OK", "Raudoitusta on liikaa")

Raudoitusehto

Pilarin plastinen puristuskestävyys:

Nimellinen plastinenpuristuskestävyys $N_{pl.Rk} := A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} = 4572.957 \cdot \text{kN}$

Mitoituksellinen plastinen
puristuskestävyys lasketaan

EN 1994-1-1, 6.7.3.2 mukaan kaavalla:

$N_{pl.Rd} := A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} = 3899.16 \cdot \text{kN}$

EN 1994-1-1, 6.7.3.3 mukainen
teräsosakerroin:

$\delta_a := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl.Rd}} = 0.458$

Jotta rakennetta voidaan pitää liitto-
pilarina, täytyy kertoimen täyttää ehto:

Teräsosaehto := $\begin{cases} \text{return "OK" if } 0.2 \leq \delta_a \leq 0.9 \\ \text{return "Teräsbetonirakenne" if } \delta_a < 0.2 \\ \text{return "Teräsrakenne" if } 0.9 < \delta_a \end{cases}$

Teräsosaehto

Pilarin muunnettu hoikkuus:

$\lambda_{red} := \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{cr}}} = 0.679$

Hoikkuusehto := if($\lambda_{red} \leq 2$, "OK", "Hoikkuusraja ylittyy")

Hoikkuusehto

Pilarin leikkausmitoitus:

EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.2(3) mukaan leikkausvoimien vaikutus taivutuksen ja normaalivoiman suhteen laskettavaan kestävyys otetaan huomioon määritettäessä yhteisvaikutuskäyrää, jos teräsprofiiliin vaikuttava leikkausvoima ylittää 50% teräsprofiilin leikkauskestävyyden mitoitusarvosta.

EN 1994-1-1 kohdan 6.2.2.2 mukaan rakenteen leikkauskestävyytenä käytetään teräsprofiilin leikkauskestävyyttä.

Teräsprofiilin leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan EN 1993-1-1 kohdan 6.2.6 mukaisesti.

Rakenneputken leikkauspinta-ala

$$A_V := \frac{2 \cdot A_a}{\pi} = 32.04 \cdot \text{cm}^2$$

Rakenneputken leikkauskestävyyden mitoitusarvo:

$$V_{\text{pl.Rd}} := A_V \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \right) = 656.69 \cdot \text{kN}$$

Rakenteen leikkauskestävyyden käyttöaste:

$$k_{aV} := \frac{V_{Ed}}{V_{\text{pl.Rd}}} = 0.237 \cdot \%$$

Leikkausehto := $\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } k_{aV} \leq 50\% \\ \text{"Leikkaus täytyy huomioida YV-käyrässä"} & \text{if } k_{aV} > 50\% \end{cases}$

OK

Pilarin nurjahdusmitoitus:

Pilarin nurjahduskuorma:

$$N_{Cr} = 9929.096 \cdot \text{kN}$$

Pilarin muunnettu hoikkuus:

$$\lambda_{red} = 0.679$$

Kestävyyden pienennystekijä nurjahduksessa:

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_{red}^2}}$$

Missä:

$$\Phi := 0.5 \left[1 + \alpha \cdot (\lambda_{red} - 0.2) + \lambda_{red}^2 \right]$$

EN 1993-1-1 taulukon 6.3.1.2 mukaisen nurjahduskäyrän epätarkkuustekijä:

$$\alpha := \begin{cases} \text{return } 0.21 & \text{if } \frac{A_s}{A_c} \leq 0.03 \\ \text{return } 0.34 & \text{if } \frac{A_s}{A_c} > 0.03 \end{cases} \quad \alpha = 0.34$$

$$\Phi := 0.5 \left[1 + \alpha \cdot (\lambda_{red} - 0.2) + \lambda_{red}^2 \right] = 0.812$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_{red}^2}} = 0.796$$

Pilarin nurjahduskestävyys:

$$N_{Rd.a} := \chi \cdot N_{\text{pl.Rd}} = 3102.291 \cdot \text{kN}$$

Nurjahduskestävyyden käyttöaste:

$$k_{a\text{nurjahdus}} := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd.a}} = 38.572 \cdot \%$$

Yhteisvaikutuskäyrä:**Piste A, Plastinen puristuskestävyys:**

$$(0, N_{pl.Rd}) \quad N_{pl.Rd} = 3899.16 \cdot \text{kN}$$

Piste D, Suurin kuormituskestävyyspiste,

$$(M_{max.Rd}, 0.5 \cdot N_{pm.Rd})$$

Betoniosan kestävyys: $N_{pm.Rd} := A_C \cdot f_{cd} = 1019.777 \cdot \text{kN}$

Suurin taivutuskestävyys epäkeskeisellä normaalivoimalla, jolloin NA on geometrisessä keskipisteessä: $M_{max.Rd} := W_{p.a} \cdot f_{yd} + W_{p.s} \cdot f_{sd} + \frac{1}{2} \cdot W_{p.c} \cdot f_{cd} = 230.204 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Piste C, täyden puhtaan taivutuskestävyyden vastaava normaalivoimakestävyys:

$$(M_{pl.Rd}, N_{pm.Rd})$$

Neutraaliakselin etäisyys massakeskipisteestä.

$$D_n := \frac{\frac{\pi}{4} \cdot f_{cd} \cdot D_c^2}{2 \cdot D \cdot f_{cd} + 4t \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} = 38.939 \cdot \text{mm}$$

Betonin taivutusvastus $2D_n$ alueella $W_{pcn} := D_c \cdot D_n^2 = 395.739 \cdot \text{cm}^3$

Rakenneteräksen taivutusvastus $2D_n$ alueella: $W_{pan} := 2 \cdot t \cdot D_n^2 = 18.195 \cdot \text{cm}^3$

Rakenteen taivutuskestävyys $2D_n$ alueella: $M_{n.Rd} := W_{pan} \cdot f_{yd} + W_{pcn} \cdot \frac{f_{cd}}{2} = 10.417 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Rakenteen plastinen taivutuskestävyys: $M_{pl.Rd} := M_{max.Rd} - M_{n.Rd} = 219.787 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

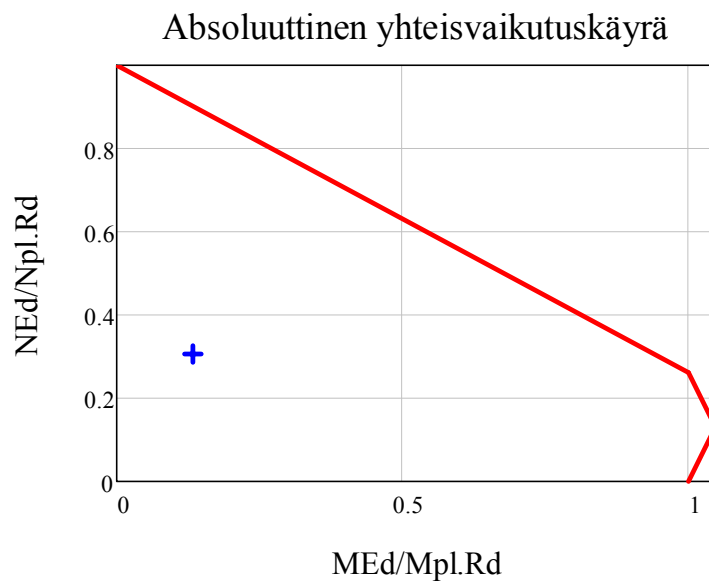
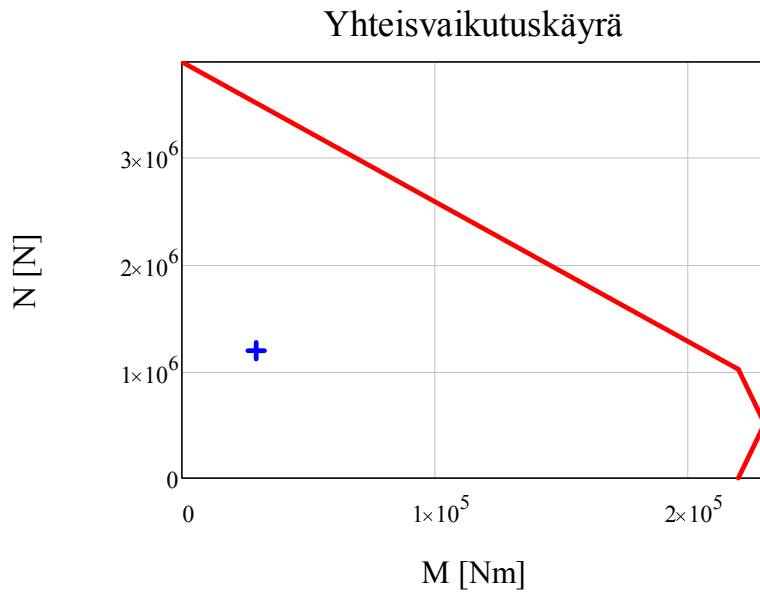
Piste B, täysi puhdas taivutuskestävyys:

$$(M_{pl.Rd}, 0)$$

Piste B on jo tiedossa: $M_{pl.Rd} = 219.787 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$



Kuvaajat:



Pilarin kestävyysmitoituksessa ei käytetä kolmioaluetta CDB, koska se on epävarmalla puolella.

Pilarin taivutuksen ja puristuksen yhteisvaikutuskestävyys laskennallisesti:

Normaalikuormituksen ja puristuskestävyyden suhde:

$$\chi_d := \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.307$$

Betoniosan puristus- ja kokonaispuristuskestävyyden suhde:

$$\chi_C := \frac{N_{pm.Rd}}{N_{pl.Rd}} = 0.262$$

Plastisen taivutuskestävyyden redusointikerroin:

$$\mu_d := \min\left(\frac{\chi_d - 1}{\chi_C - 1}, 1\right) = 0.939$$

Normaalivoimaa vastaava nimellinen taivutuskestävyys varmalla puolella:

$$M_{pl.N.Rd} := \mu_d \cdot M_{pl.Rd} = 206.29 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Jotta poikkileikkauksen kestävyys ei ylity, tulee voimassa olla ehto:

$$\frac{M_{Ed.max}}{\mu_d \cdot M_{pl.Rd}} \leq \alpha_M$$

Luku α_M riippuu rakenneteräksen lujuudesta:

$$\alpha_M := \begin{cases} 0.9 & \text{if } f_y \leq 355 \text{ MPa} \\ 0.8 & \text{if } f_y > 355 \text{ MPa} \end{cases} = 0.9$$

Kestävyysehto:

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{Ed}}{M_{pl.N.Rd}} \leq \alpha_M \\ \text{"NOT OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Rakenteen käyttöaste:

$$k_{aM.N} := \frac{M_{Ed}}{M_{pl.N.Rd} \cdot \alpha_M} = 15.752 \cdot \%$$

Palomitoituslaskennan mitoitusuureet

Palotilan mitoitusmomentti: $M_{fi.Ed} = 18.539 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Palotilan mitoitusnormaalivoima: $N_{fi.Ed} = 758.545 \cdot \text{kN}$

Rakenteen paloluokka:

R90

Palomitoituksessa nurjahduspituuden kerroin valitaan seuraavasti:

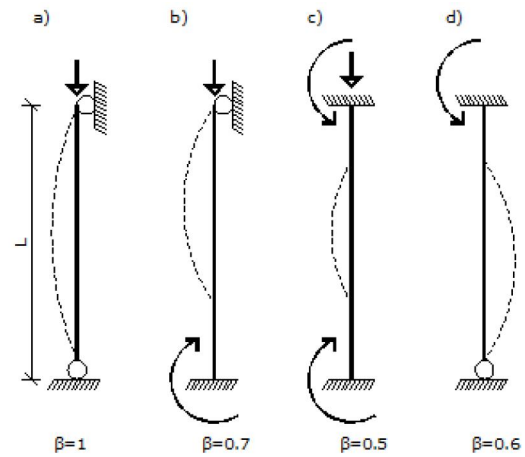
Jos pilarin eri kerrokset osastoivat palon siten, ettei palo leviä yhdestä kerroksesta toiseen, voidaan palotilan ja normaalitilan välinen liitos ajatella jäykäksi.

Palomitoituksessa käytettävä nurjahduskerroin:

$\beta :=$

- ☐ a
☐ b
☐ c
☒ d

$\beta = 0.6$



Rakenteen paloajan lämpötilatTäyttääkö poikkileikkaus profiilirajat: Pyöreän putkiprofiilin keskimääräinen lämpötila standardipalossa: $\theta_a = 969.776$ CelsiustaPyöreän pilarin betonipoikkileikkauksen ekvivalentti lämpötila standardipalossa: $\theta_{c.equ} = 506.171$ CelsiustaPilarin raudoituksen lämpötila standardipalossa: $\theta_s = 504.65$ Celsiusta**Rakenteen palonaikainen tehollinen taivutusjäykkyys:**

Taivutusjäykkyyden laskentaan tarvitaan sovituskertoimia ja mekaanisten ominaisuuksien pienennyskertoimia rakenteen eri materiaaleille. Sovituskertoimet ja pienennyskertoimet saadaan SFS-EN 1994-1-2 NCC1 ohjeistuksen taulukoista 6 ja 7.

Rakenneputken sovituserroin: $\varphi_{a,\theta} = 0.4$ Rakenneputken pienennyskerroin: $k_{Ea,\theta} = 0.068$ Betoniteräksen sovituskerron: $\varphi_{s,\theta} = 0.9$ Betoniteräksen pienennyskerroin: $k_{Es,\theta} = 0.4$ Betonin sovituserroin: $\varphi_{c,\theta} := 1.2$ Betonin pienennyskerroin: $k_{Ec,\theta} = 0.1$

Liittopilarin palonaikainen tehollinen taivutusjäykkyys laskentaan eri rakenneosille EN 1994-1-2 kohdan 4.3.5.1(5) mukaan seuraavasti:

Rakenneputki: $EI_{a,\theta} := k_{Ea,\theta} \cdot E_a \cdot I_a = 0.636 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$ Raudoitukset: $EI_{s,\theta} := k_{Es,\theta} \cdot E_s \cdot I_s = 0.689 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$ Betonipoikkileikkaus: $EI_{c,\theta} := k_{Ec,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\epsilon_{c1}} \cdot I_c = 0.299 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$

Rakenteen kokonaistaivutusjäykkyys:

 $EI_{fi,eff} := \varphi_{a,\theta} \cdot EI_{a,\theta} + \varphi_{s,\theta} \cdot EI_{s,\theta} + \varphi_{c,\theta} \cdot EI_{c,\theta} = 1.234 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$

Palonaikainen puristuskestävyys

Puristuskestävyyden laskentaan tarvitaan mekaanisten ominaisuuksien pienennyskertoimia rakenteen eri materiaaleille. Pienennyskertoimet saadaan SFS-EN 1994-1-2 NCC1 ohjeistuksen taulukoista 6.



Rakenneputken pienennyskerroin: $k_{y,\theta} = 0.06$

Betoniteräksen pienennyskerroin: $k_{s,\theta} = 0.67$

Betonin pienennyskerroin: $k_{Ec,\theta} = 0.1$

Liittopilarin EN-1994-1-2 kohdan 4.3.5.1(4) mukainen palonaikainen puristuskestävyys lasketaan eri rakenneosille seuraavasti:

Rakenneputki: $N_{fi,a,Rd} := k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_{M,fi,a}} = 107.199 \cdot \text{kN}$

Raudoitukset: $N_{fi,s,Rd} := k_{s,\theta} \cdot \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_{M,fi,s}} = 841.947 \cdot \text{kN}$

Betonipoikkileikkaus: $N_{fi,c,Rd} := k_{c,\theta} \cdot \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_{M,fi,c}} = 917.799 \cdot \text{kN}$

Rakenteen palonaikainen kokonaispuristuskestävyys:

$N_{fi,pl,Rd} := N_{fi,a,Rd} + N_{fi,s,Rd} + N_{fi,c,Rd} = 1866.945 \cdot \text{kN}$

Palonaikainen taivutuskestävyys:

Suurin taivutuskestävyys epäkeskeisellä normaalivoimalla, jolloin NA on geometrisessä keskipisteessä:

$$M_{fi,max,Rd} := W_{p,a} \cdot \frac{k_y \cdot \theta \cdot f_y}{\gamma_{M,fi,a}} + W_{p,s} \cdot \frac{k_s \cdot \theta \cdot f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} + \frac{1}{2} \cdot W_{p,c} \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} = 73.157 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Neutraaliakselin etäisyys massakeskipisteestä.

$$D_{fi,n} := \frac{\frac{\pi}{4} \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot D_c^2}{2 \cdot D \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} + 4t \cdot \left(2 \cdot \frac{k_y \cdot \theta \cdot f_y}{\gamma_{M,fi,a}} - \frac{k_c \cdot \theta \cdot f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \right)} = 92.436 \cdot \text{mm}$$

Betonin taivutusvastus $2D_n$ alueella

$$W_{fi,pcn} := D_c \cdot D_{fi,n}^2 = 2230104.708 \cdot \text{mm}^3$$

Rakenneteräksen taivutusvastus $2D_n$ alueella:

$$W_{fi,pan} := 2 \cdot t \cdot D_{fi,n}^2 = 102533.55 \cdot \text{mm}^3$$

Rakenteen taivutuskestävyys $2D_n$ alueella:

$$M_{fi,n,Rd} := W_{fi,pan} \cdot \frac{k_y \cdot \theta \cdot f_y}{\gamma_{M,fi,a}} + W_{fi,pcn} \cdot \frac{\frac{k_c \cdot \theta \cdot f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}}}{2} = 22.255 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Rakenteen plastinen taivutuskestävyys:

$$M_{fi,pl,Rd} := M_{fi,max,Rd} - M_{fi,n,Rd} = 50.902 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittopilarin palonaikeinen nurjahduskestävyys:

Liittopilarin palonaikeinen nurjahduskestävyys lasketaan käyttäen puristuskestävyyden pienennyskerrointa. Pienennyskerroin lasketaan käyttäen palonaikeista muunnettua hoikkuutta ja kohdan EN 1993-1-1 kohdan 6.3.1 nurjahduskäyrän c mukaisesti.

Rakenteen tehollinen pituus palotilassa: $L_{e,\theta} := \beta \cdot L = 2.16 \text{ m}$

Pilarin puristuskestävyys, kun rakenteiden palonaikeiset osavarmuusluvut ovat ykkösiä:

$$N_{fi,pl,R} := N_{fi,a,Rd} \cdot \gamma_{M,fi,a} + N_{fi,s,Rd} \cdot \gamma_{M,fi,s} + N_{fi,c,Rd} \cdot \gamma_{M,fi,c} = 1866.945 \cdot \text{kN}$$

Pilarin kriittinen kuorma palotilassa:

$$N_{fi,cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{fi,eff}}{L_{e,\theta}^2} = 2.611 \cdot \text{MN}$$

Palonaikeinen muunnettu hoikkuus: $\lambda_{red,\theta} := \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}} = 0.846$

Palohoikkuusehto := if($\lambda_{red,\theta} \leq 2$, "OK", "Hoikkuusraja ylittyy")

Palohoikkuusehto

Nurjahduskäyrä c:n epätarkkuustekijä EN 1993-1-1 taulukon 6.1 mukaan $\alpha_\theta := 0.49$

Kerroin: $\Phi_\theta := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_\theta \cdot (\lambda_{red,\theta} - 0.2) + \lambda_{red,\theta}^2 \right] = 1.016$

Puristuskestävyyden pienennystekijä: $\chi_\theta := \min \left(\frac{1}{\Phi_\theta + \sqrt{\Phi_\theta^2 - \lambda_{red,\theta}^2}}, 1 \right) = 0.634$

Pilarin nurjahduskestävyys: $N_{fi,Rd} := \chi_\theta \cdot N_{fi,pl,Rd} = 1182.783 \cdot \text{kN}$

Pilarin nurjahduskestävyyden käyttöaste $k_{a,fi,nurjahdus} := \frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}} = 64.132 \cdot \%$

Palonaikainen puristuksen ja momentin yhteisvaikutuskestävyys:

Pilarin palonaikainen taivutus otetaan huomioon normaalivoiman epäkeskisyytenä:

$$e_{fi} := \begin{cases} \frac{M_{fi.Ed}}{N_{fi.Ed}} & \text{if } N_{fi.Ed} \neq 0 \\ 0 & \text{if } N_{fi.Ed} = 0 \end{cases} = 24.44 \cdot \text{mm}$$

Kerroin:

$$B_{fi} := 1 + \frac{1}{\chi_{\theta}} + e_{fi} \cdot \frac{N_{fi.pl.Rd} - N_{fi.c.Rd}}{M_{fi.pl.Rd}} = 3.034$$

B_{fi} :stä riippuva kerroin

$$X := 0.5 \cdot \left(B_{fi} - \sqrt{B_{fi}^2 - \frac{4}{\chi_{\theta}}} \right) = 0.667$$

Yhteisvaikutuksen huomioon ottava normaalivoimakestävyys lasketaan kaavalla:

$$N_{fi.Rd.\sigma} := X \cdot N_{fi.Rd} = 788.599 \cdot \text{kN}$$

Momentin ja Normaalivoiman yhteisvaikutuksen käyttöaste:

$$ka_{fi.M.N} := \frac{N_{fi.Ed}}{N_{fi.Rd.\sigma}} = 96.189 \cdot \%$$

Yhteenveto laskentaehdoista ja rakenteen käyttöasteista:Rakenteen lommahdusehto: Rakenteen raudoitusehto: Rakenteen teräsosaehto: Päätemomenttien suhde-ehto: Rakenteen hoikkusehto: Leikkausehto: Paloprofiilirajat: Palohoikkusehto: Leikkauksen käyttöaste: $ka_V = 0.237 \cdot \%$ Nurjahduksen käyttöaste: $ka_{nurjahdus} = 38.572 \cdot \%$ Yhteisvaikutuksen käyttöaste: $ka_{M.N} = 15.752 \cdot \%$ Nurjahduksen käyttöaste palotilassa: $ka_{fi.nurjahdus} = 64.132 \cdot \%$ Yhteisvaikutuksen käyttöaste palotilassa: $ka_{fi.M.N} = 96.189 \cdot \%$